

VISIT...

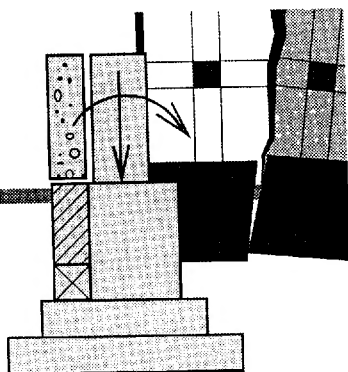
LANZAROTE
Caliente.COM

А.И. Полищук

ОСНОВЫ ПРОЕКТИРОВАНИЯ И УСТРОЙСТВА ФУНДАМЕНТОВ РЕКОНСТРУИРУЕМЫХ ЗДАНИЙ



Нортхэмптон—Томск 2004



Полищук А.И. Основы проектирования и устройства фундаментов реконструируемых зданий. – Нортхэмптон: STT; Томск: STT, 2004. – 476 с.

ISBN 0-9702353-6-4 (STT, Нортхэмптон)

ISBN 5-93629-128-6 (STT, Томск)

Работа посвящена решению проблемы проектирования и устройства фундаментов в условиях реконструкции и восстановления зданий. Выявлены закономерности изменения давления фундаментов мелкого заложения на грунты оснований в зависимости от назначения, конструктивной схемы, времени постройки зданий, вида и состояния грунтов несущего слоя. Установлены особенности изменения свойств грунтов, уплотненных давлением длительно эксплуатируемых зданий. Получены закономерности распределения контактных давлений и напряжений в глинистых (лессовых) и техногенных (зольных) грунтах в основании штампов-фундаментов при нагружении, характерном для условий реконструкции и восстановления зданий. Усовершенствован подход к прогнозированию загрузки оснований фундаментов, предложены методы расчета и усиления фундаментов, упрочнения оснований реконструируемых и восстанавливаемых зданий.

Для работников проектных и строительных организаций, служб эксплуатации, а также специалистов, занимающихся вопросами реконструкции и восстановления зданий.

Рецензент:

доктор технических наук, профессор **П.А. Коновалов**,
НИИОСП им. Н.М. Герсегонова Госстроя РФ

*Автор выражает глубокую признательность спонсорам
за помощь в издании книги:*

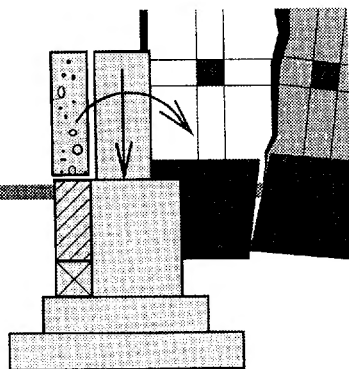
ООО "Спецремстрой" (г. Томск), ООО НТФ "Фобус-2000" (г. Томск),
ООО НВРСП "Ремо" (г. Томск), ООО "Строительная лаборатория"
(г. Томск), МУ "Томск Исторический", ООО "Томскархпроект".

A.I. Polischuk

**BASICS
OF DESIGN AND
ARRANGEMENT OF
FOUNDATIONS OF
BUILDING UNDER
RECONSTRUCTION**



Northampton-Tomsk 2004



Polischuk A.I. Basics of Design and Arrangement of Foundations of Buildings under Reconstruction. – Northampton: STT; Tomsk: STT, 2004. – 476 p.

ISBN 0-9702353-6-4 (STT, Northampton)

ISBN 5-93629-128-6 (STT, Tomsk)

A problem of design and arrangement of foundations of buildings under reconstruction and restoration is solved in this work. Laws of pressure change of shallow foundations on beds soils depending on purpose, their constructive circuits, a period of buildings construction, kind and state of soils are revealed. Features of properties change of soils compressed with pressure of buildings under prolonged operation are determined. Laws of contact pressure and strain distribution in clay (loessial) and technogenic (cindery) soils in the beds of punches – foundations under loading occurring in the process of buildings reconstruction and restoration are obtained. The approach to forecasting of beds loading is advanced. The methods of calculation and foundations reinforcement, beds of reconstructed and restored buildings strengthening are suggested.

This book is recommended for workers of design and building organizations, services of utilities and for experts involved in the process of reconstruction and restoration of buildings.

Reviewer:

P.A. Konovalov, DSc, professor

The author gives special acknowledgement to those who helped him to publish this book:

from the Tomsk Ltd. Companies "Spetsremstroy",
"Fobus-2000", "Pemo", "Stroitel'naya laboratoriya",
"Tomskarchproekt" and City Department "Historical Tomsk".

ISBN 0-9702353-6-4 (STT, Northampton)

© A.I. Polischuk, 2004

ISBN 5-93629-128-6 (STT, Tomsk)



Автор монографии Анатолий Иванович Полищук – доктор технических наук, профессор, заведующий кафедрой оснований, фундаментов и испытаний сооружений Томского государственного архитектурно-строительного университета (ТГАСУ), директор Института повышения квалификации ТГАСУ, почетный работник высшего профессионального образования Российской Федерации, почетный строитель России.

Профессор А.И. Полищук – известный специалист в области фундаментостроения, инженерно-геологических изысканий, обследования и реконструкции зданий, строительства в особых грунтовых условиях. Автор 5 монографий, 14 изобретений и более 150 печатных работ.

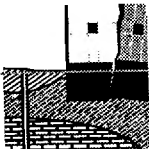
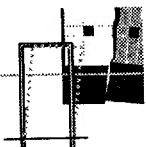
Первая книга автора по вопросам усиления строительных конструкций была опубликована в 1989 году издательством Томского университета под названием «Усиление

железобетонных и каменных конструкций зданий и сооружений» (в соавторстве с кандидатами технических наук, доцентами А.И. Мальгановым и В.С. Плевковым) и быстро разошлась среди специалистов. С дополнениями и изменениями она была переведена на английский (1989 г.) и французский (1900 г.) языки. Этим же авторским коллективом в 1992 году была опубликована книга «Восстановление и усиление строительных конструкций аварийных и реконструируемых зданий», которую стали использовать многие организации при подготовке технических решений, проектной документации на реконструкцию, реставрацию, строительство и восстановление зданий. В 1998 году Минобразование РФ включило эту книгу в качестве дополнительной литературы по программе дисциплины «Обследование, испытание и реконструкция зданий и сооружений». В 1996 году в соавторстве с инженером А.А. Лобановым была опубликована книга «Оценка загрузки оснований фундаментов реконструируемых зданий с использованием персональных ЭВМ». Все изданные книги получили положительную оценку специалистов проектных и строительных организаций, а также ведущих строительных вузов страны.

Профессор А.И. Полищук постоянно выступает с лекциями по механике грунтов, фундаментостроению, проблемам реконструкции и восстановления зданий перед студентами, слушателями Института повышения квалификации, специалистами проектных и строительных организаций; является действительным членом Международного института инженеров-строителей (Member of The Institution of Civil Engineers), членом Российского и Международного обществ по механике грунтов и геотехническому строительству (ПОМГГиФ, ISSMGE), членом докторских диссертационных советов, экспертом городских технических комиссий.

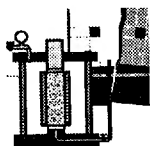
ОГЛАВЛЕНИЕ

ПРЕДИСЛОВИЕ 13

1		АНАЛИЗ СОВРЕМЕННОЙ ПРАКТИКИ ИНЖЕНЕРНО-ГЕОЛОГИЧЕСКИХ ИССЛЕДОВАНИЙ ДЛЯ УСЛОВИЙ РЕКОНСТРУКЦИИ И ВОССТАНОВЛЕНИЯ ЗДАНИЙ	17
1.1.	Современная практика инженерно-геологических изысканий		18
1.2.	Учет изменения свойств грунтов, залегающих в основании фундаментов длительно эксплуатируемых зданий		28
2		ОБСЛЕДОВАНИЕ ОСНОВАНИЙ И ФУНДАМЕНТОВ РЕКОНСТРУИРУЕМЫХ, ВОССТАНАВЛИВАЕМЫХ ЗДАНИЙ И СУЩЕСТВУЮЩИЙ ПОДХОД К ОЦЕНКЕ ИХ СОСТОЯНИЯ	37
2.1.	Основные причины усиления фундаментов и упрочнения грунтов оснований		38
2.2.	Обследование оснований, фундаментов зданий и оценка их состояния		47
3		АНАЛИЗ МЕТОДОВ ПРОЕКТИРОВАНИЯ ФУНДАМЕНТОВ РЕКОНСТРУИРУЕМЫХ И ВОССТАНАВЛИВАЕМЫХ ЗДАНИЙ	59
3.1.	Существующий подход к проектированию оснований и фундаментов		60

3.2. Методы определения расчетного сопротивления (допускаемого давления) грунта для проектирования оснований и фундаментов реконструируемых зданий	64
3.3. Проверочные расчеты размеров подошвы фундаментов	72
3.4. Расчет оснований фундаментов по предельным состояниям	83
3.5. Деформации оснований фундаментов реконструируемых и восстанавливаемых зданий	94

4

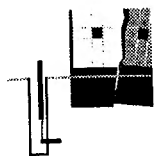


ИССЛЕДОВАНИЕ ПАРАМЕТРОВ СОСТОЯНИЯ ОСНОВАНИЙ И ФУНДАМЕНТОВ РЕКОНСТРУИРУЕМЫХ, ВОССТАНАВЛИВАЕМЫХ ЗДАНИЙ

101

4.1. Параметры состояния оснований, фундаментов и методика проведения исследований	102
4.2. Инженерно-геологические особенности площадок обследуемых зданий	105
4.3. Характеристика обследуемых зданий и систематизация причин их деформаций	113
4.4. Закономерности изменения давления фундаментов мелкого заложения на грунты основания реконструируемых и восстанавливаемых зданий	118
4.5. Особенности изменения характеристик грунтов, уплотненных давлением фундаментов реконструируемых и восстанавливаемых зданий	138

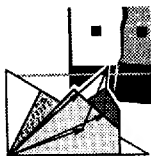
5



ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ СВОЙСТВ И НАПРЯЖЕННО- ДЕФОРМИРОВАННОГО СОСТОЯНИЯ ОСНОВАНИЙ МОДЕЛЕЙ ФУНДАМЕНТОВ ДЛЯ УСЛОВИЙ РЕКОНСТРУКЦИИ И ВОССТАНОВЛЕНИЯ ЗДАНИЙ **143**

- 5.1. Выбор грунтовых условий для проведения
экспериментальных исследований 144
- 5.2. Исследования строительных свойств глинистых
и техногенных грунтов при нагружении 152
- 5.3. Аппаратура для измерения
напряжений в грунтах 176
- 5.4. Исследования контактных давлений по
подошве штампов-фундаментов при различных
схемах нагружения, возникающих в условиях
реконструкции и восстановления зданий 180
- 5.5. Исследования напряженно-деформированного
состояния грунтов в основании штампов-
фундаментов при различных схемах
нагружения, возникающих в условиях
реконструкции и восстановления зданий 195

6

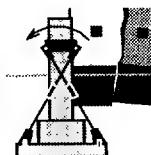


МЕТОДЫ РАСЧЕТА ОСНОВАНИЙ И ФУНДАМЕНТОВ РЕКОНСТРУИРУЕМЫХ, ВОССТАНАВЛИВАЕМЫХ ЗДАНИЙ **223**

- 6.1. Назначение расчетного сопротивления грунта
основания при проектировании фундаментов
реконструируемых зданий 224
- 6.2. Понятие об области линейной
деформируемости (относительной прочности)
грунтового основания и ее назначение 232

6.3. Методика оценки загрузки оснований фундаментов реконструируемых, восстанавливаемых зданий с использованием области линейной деформируемости грунтового основания	241
6.4. Практическое использование методики оценки загрузки оснований фундаментов реконструируемых зданий	251
6.5. Подход к проектированию фундаментов с зеркально симметричной формой подошвы	256
6.6. Рекомендации по расчету осадок фундаментов реконструируемых и восстанавливаемых зданий	267
6.7. Программа «Геореконструкция» для прогнозирования загрузки оснований фундаментов реконструируемых и восстанавливаемых зданий	272

7

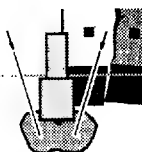


ТЕХНОЛОГИЧЕСКИЕ И КОНСТРУКТИВНЫЕ МЕРОПРИЯТИЯ ПРИ УСТРОЙСТВЕ ОСНОВАНИЙ И ФУНДАМЕНТОВ РЕКОНСТРУИРУЕМЫХ, ВОССТАНАВЛИВАЕМЫХ ЗДАНИЙ

279

7.1. Основные способы усиления фундаментов	280
7.2. Повышение пространственной жесткости эксплуатируемых зданий при неравномерных деформациях грунтов оснований	422

8



ИСПОЛЬЗОВАНИЕ НЕТРАДИЦИОННЫХ ТЕХНОЛОГИЙ В УСЛОВИЯХ РЕКОНСТРУКЦИИ И ВОССТАНОВЛЕНИЯ ЗДАНИЙ

431

8.1. Совершенствование приемов усиления стаканной части фундаментов под колонны с помощью тяжей	432
8.2. Способы усиления фундаментов при увеличении моментных нагрузок одного знака	435
8.3. Совершенствование способов защиты фундаментов от замачивания и влияния морозного пучения грунтов	441
8.4. Приемы крепления стенок выемок грунта в условиях реконструкции и восстановления зданий	444
8.5. Устройство буроинъекционных свай в сезоннопромерзающих грунтах	448
8.6. Практические рекомендации по использованию техногенных грунтов из золы в условиях реконструкции и восстановления зданий	451
ЗАКЛЮЧЕНИЕ	459
СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ	461

ПРЕДИСЛОВИЕ

При решении вопросов реконструкции и восстановления зданий в последние годы все более важное значение приобретает проблема проектирования и устройства оснований – фундаментов. Решение этой важной проблемы сопряжено со многими трудностями (особенно в условиях Сибири), преодоление которых требует специального научного подхода, учитывающего:

- закономерности изменения инженерно-геологических условий и напряженно-деформированного состояния оснований зданий;
- конструктивные особенности и условия эксплуатации зданий;
- характер и причины деформаций зданий;
- устойчивость оснований эксплуатируемых зданий на момент их реконструкции (восстановления).

Сложность заключается в том, что выполнение всех работ по устройству фундаментов реконструируемых зданий должно осуществляться при условии сохранения техногенной нагрузки на геологическую среду. Поэтому не всегда оказываются приемлемыми существующие подходы проектирования оснований и фундаментов реконструируемых и восстанавливаемых зданий, особенно если грунтовая толща сложена глинистыми и техногенными грунтами. Технические решения по переустройству, усилению (восстановлению) фундаментов, упрочнению оснований реконструируемых зданий часто разрабатываются с учетом только конструктивных требований. Следовательно, совершенствование методов проектирования и способов устройства оснований и фундаментов реконструируемых и восстанавливаемых зданий представляется исключительно актуальной работой, имеющей важное научное и практическое значение.

В настоящей работе сделана попытка разработать новые подходы и усовершенствовать методы проектирования фундаментов реконструируемых и восстанавливаемых зданий на глинистых и техногенных (зольных) грунтах, обеспечивающих снижение трудозатрат и экономию строительных материалов.

Решение данной проблемы базировалось на обобщении многочисленных результатов теоретических и экспериментальных исследований, связанных с выполнением инженерно-геологических изысканий, обследовании и проектировании оснований, фундаментов реконструируемых и восстанавливаемых зданий. Важное место в работе занимали вопросы оценки состояния оснований и фундаментов длительно эксплуатируемых зданий, а также изменения характеристик глинистых и других грунтов, уплотненных давлением, создаваемым зданиями.

Были экспериментально установлены строительные свойства различных типов глинистых (лессовых) и техногенных (зольных) грунтов, используемых в условиях реконструкции и восстановления зданий, особенности их уплотнения и напряженно-деформированного состояния в основании фундаментов-штампов. С учетом выявленных закономерностей разработаны практические методы расчета оснований и фундаментов при различных случаях нагружения, характерных для условий реконструкции и восстановления зданий, предложены технологические и конструктивные мероприятия по усилению фундаментов, упрочнению оснований и определены основные пути их совершенствования.

Широкое внедрение результатов исследований в производство позволило создать реальные предпосылки для разработки нормативных документов, значительно сократить трудозатраты и расход строительных материалов при выполнении ремонтно-восстановительных работ. А использование техногенных грунтов из золы ГРЭС, ТЭЦ

(зольных грунтов) для устройства подсыпок и оснований фундаментов при реконструкции зданий (сооружений) позволило решить проблему их утилизации и улучшить экологию окружающей среды.

Результаты исследований и научные разработки автора внедрены в ряде организаций при подготовке технических решений, проектной документации на реконструкцию, реставрацию, строительство и восстановление зданий (ОГУП «Томскгражданпроект», ОАО «ТомскТЭП», ЗАО НПО «Геореконструкция», ООО СУ-13, ОАО «Ролтом», ЗАО «Том-Дом», ООО «Спецремстрой», ГУ НИИ СМ при ТГА-СУ, подразделения мэрии г. Томска и администрации Томской области и др.).

Автором совместно с А.И. Мальгановым и В.С. Плевковым подготовлена научно-техническая документация (1987–1992 гг.) по вопросам оценки состояния и усиления строительных конструкций (подземных, наземных), упрочнения оснований, которая внедрена в проектных, научно-исследовательских и строительных организациях во многих городах России и стран ближнего зарубежья. Пользователями научно-технической документации являются: Кузбассразрезуголь (Кемерово), НПП Тюменьгазтехнология концерна Газпром (Тюмень), Дальневосточный ПромстройНИИпроект (Владивосток), Росремжилгражданпроект (Челябинск), ВНИИ транспортного строительства (Москва), Гипровуз (Москва), МосжилНИИпроект (Москва), Сибгипроречтранс (Новосибирск), Казремжилпроект (Алма-Ата), Донецкий ПромстройНИИпроект (Донецк), Укргипродор (Киев) и другие (всего более 700 организаций).

Методы расчета и способы усиления фундаментов реконструируемых, восстанавливаемых зданий, приведенные в настоящей работе, используются при чтении лекций по дисциплинам «Механика грунтов», «Основания и фундаменты», «Техническая эксплуатация зданий и сооруже-

ний», «Основания и фундаменты реконструируемых зданий» для студентов, студентов-магистров и слушателей Томского государственного архитектурно-строительного университета.

В книге содержатся результаты исследований автора, проведенных в период с 1977 по 2002 годы. Часть исследований (1977–1983 гг.) проводилась под научным руководством члена-корреспондента АН СССР, д.т.н., профессора [Н.А. Цытовича], д.т.н., профессора М.Ю. Абелева, к.т.н., старшего научного сотрудника В.Ф. Сидорчука, которым автор выражает самую глубокую признательность.

Автор благодарит рецензента – заведующего лабораторией оснований и фундаментов на слабых грунтах НИИ ОСПа им. Н.М. Герсевича, д.т.н., профессора П.А. Коналова за ценные замечания, сделанные при рецензировании рукописи, сотрудников кафедры оснований, фундаментов и испытаний сооружений ТГАСУ за помощь в подготовке рукописи к печати.

Долгие годы автор работал совместно с В.Е. Ольховатенко, О.Г. Кумпяком, С.В. Юшубе, А.И. Мальгановым, В.С. Плевковым, М.В. Балюрой, В.В. Фурсовым, Г.Г. Щербак, В.В. Эмом, О.Р. Пахмуриным, Л.И. Офицеровой, А.А. Лобановым, В.С. Нертиком, А.Н. Прытковым, А.С. Саркисовым, И.И. Подшиваловым, А.В. Нертиком. Всем им автор выражает свою благодарность за поддержку выбранного направления исследований. Автор приносит благодарность всем организациям, оказавшим содействие в проведении натурных полевых и лабораторных экспериментов, а также участникам исследований А.В. Знаменскому, С.Г. Луговому, У.Р. Джумашеву, С.М. Проскурякову, А.Л. Прегеру, В.Л. Пермякову, Ю.Б. Андриенко.

Большая помощь в оформлении книги была оказана В.И. Корневым, которому автор выражает свою благодарность.



АНАЛИЗ СОВРЕМЕННОЙ ПРАКТИКИ ИНЖЕНЕРНО- ГЕОЛОГИЧЕСКИХ ИССЛЕДОВАНИЙ ДЛЯ УСЛОВИЙ РЕКОНСТРУКЦИИ И ВОССТАНОВЛЕНИЯ ЗДАНИЙ

Анализируется современный подход к практике инженерно-геологических исследований на застроенных территориях. Установлено, что существующие в России методы инженерно-геологических исследований не всегда приемлемы для условий реконструкции и восстановления зданий. Перспективными признаются ускоренные методы исследований грунтов зондированием, прессиометрией, а также геофизические, радиоизотопные и другие. Рассмотрены вопросы изменения свойств грунтов, залегающих в основании фундаментов длительно эксплуатируемых зданий.

1.1. СОВРЕМЕННАЯ ПРАКТИКА ИНЖЕНЕРНО-ГЕОЛОГИЧЕСКИХ ИЗЫСКАНИЙ

Под инженерно-геологическими изысканиями в условиях реконструкции и восстановления зданий (включая капитальный ремонт и надстройки этажей) понимается комплекс мероприятий, выполняемых с целью получения материалов об инженерно-геологических условиях площадки и оценки их изменения за период эксплуатации здания. Эти материалы необходимы для разработки рабочей документации по реконструируемому объекту и должны содержать достаточные сведения для расчета оснований и фундаментов, обоснования мероприятий инженерной защиты, рационального природопользования и охраны геологической среды. Материалы должны также отражать изменения рельефа площадки, геологического строения, гидрогеологических условий, состояния и свойств грунтов, активности геологических процессов за рассматриваемый период эксплуатации здания [1, 2].

Практика инженерно-геологических изысканий в строительстве показывает, что в настоящее время их методика в условиях реконструкции зданий мало отличается от методики изыскательских работ, выполняемых на незастроенных территориях. Но в условиях реконструкции зданий (сооружений) инженерно-геологические изыскания имеют свои особенности, которые заключаются в следующем [3, 4]:

1. Изыскания, как правило, выполняются в стесненных условиях, и поэтому возникает проблема установки инженерно-геологического оборудования.
2. Подземное пространство эксплуатируемых зданий практически всегда насыщено инженерными коммуникациями (водопровод, канализация, тепломагистрали, кабели и др.), что затрудняет получение в полном объеме материалов по инженерно-геологическим условиям пло-

щадок и данных по их изменению за период эксплуатации зданий.

3. Изыскания выполняются, как правило, без учета влияния техногенных процессов на грунтовые условия площадок реконструируемых зданий.

Анализ материалов инженерно-геологических изысканий на застроенных территориях показывает, что в условиях реконструкции и восстановления зданий выполняются специальные виды работ, связанные с обобщением архивных материалов инженерно-геологических и гидрогеологических условий рассматриваемых площадок, обследованием и испытанием грунтов в пределах сжимаемой толщи основания фундаментов, изучением строительных свойств грунтов на соседних участках. Эти работы ведутся обычно в дополнение к ранее выполненным (архивным) инженерно-геологическим изысканиям с целью выявления изменения свойств грунтов, залегающих в пределах сжимаемой толщи основания фундаментов реконструируемых зданий. Если же таких материалов нет, то программой работ предусматривается такой объем инженерно-геологических изысканий, который обеспечивает получение необходимых исходных данных для разработки рабочей документации [5].

При изучении архивных материалов по инженерно-геологическим условиям площадки выясняется история застройки участка, данные о проводимых ранее изысканиях, ремонтах и других изменениях реконструируемых, восстанавливаемых зданий. Изучаются также чертежи зданий, сохранившаяся исполнительная документация, данные о нагрузках, результаты наблюдений за осадками фундаментов.

Обследование грунтов основания производится в большинстве случаев из шурфов, вскрываемых в непосредственной близости от фундаментов реконструируемых зда-

ний. При этом проверяется соответствие залегающих грунтов основания здания архивным данным инженерно-геологических изысканий рассматриваемой площадки, отбираются монолиты, пробы грунта и решаются другие задачи [6, 7].

Исследование свойств грунтов в пределах сжимаемой толщи основания фундаментов эксплуатируемых зданий является сложной задачей, решение которой сдерживается из-за трудоемкости работ и отсутствия специального оборудования. Шурфопроходческие работы и отбор монолитов выполняются обычно вручную. А применение буровых станков для бурения вертикальных скважин и отбора образцов зачастую оказывается невозможным из-за их габаритных размеров и сложности выполнения буровых работ в непосредственной близости от реконструируемых, восстанавливаемых зданий. Здесь следует отметить, что к настоящему времени уже накоплен опыт проходки горизонтальных, наклонных и криволинейных скважин и выработок, который может быть использован для исследования грунтов в пределах сжимаемой толщи основания фундаментов. Но опыт этот внедряется медленно, так как вопросы отбора монолитов, зондирования, геофизических методов исследования, прессиометрических испытаний при таких условиях проходки выработок до настоящего времени практически не отработаны.

В последние годы в практике инженерно-геологических изысканий на застроенных территориях стали применяться методы исследований свойств и состояния грунтов, основанные на внедрении приборов в труднодоступные участки сжимаемой толщи основания фундаментов существующих зданий. К их числу относится методика, разработанная в МГСУ (бывший МИСИ им. В.В. Куйбышева), которая базируется на вдавливании в грунт с поверхности основания или шурфов под различными углами к поверхности специальных датчиков (месдоз, динамометрических

пластинок). Эта методика позволяет оценить напряженное состояние основания, а также установить деформационные и прочностные характеристики грунта в обследуемой зоне [9, 10, 11, 12].

В ПНИИИСе разработан бесскважинный метод исследования грунтов, основанный на применении пневмопробойников марки ИП (ИП-4603А, ИП-4605А, ИП-4610 и др.), предназначенных для пробивания в грунтах горизонтальных, наклонных и вертикальных скважин (рис. 1.1).

Радиус траектории, по которой транспортируют снаряд (пневмопробойник) в заданную точку грунтового массива, может быть оценен по следующим формулам:

$$R = \frac{(l^2 + h^2)}{2h} \text{ или } R = \frac{h}{1 - \cos \alpha}.$$

Здесь l и h – соответственно горизонтальное расстояние до конечной точки траектории движения снаряда и глу-

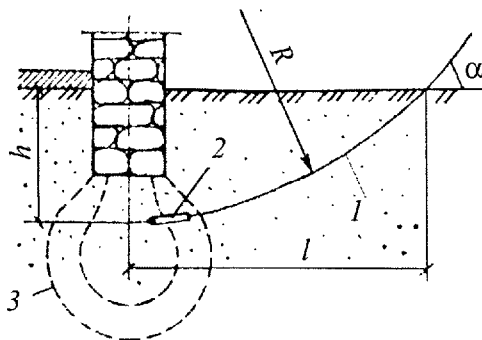


Рис. 1.1. Схема движения снаряда (пневмопробойника) для исследования грунтов основания здания (по Р.С. Зиангирову и Г.А. Разумову): 1 – криволинейная траектория движения снаряда; 2 – пневмопробойник; 3 – сжимаемая толща под фундаментом здания

бина ее расположения от поверхности земли; α – угол наклона начальной части траектории движения снаряда.

Для движения по криволинейной траектории пневмопробойник снабжается специальным отклоняющим устройством в виде криволинейного кожуха [8]. С помощью пневмопробойников, используемых как транспортное средство для доставки приборов и приспособлений в любую точку сжимаемой толщи основания фундаментов, можно производить отбор образцов (проб) грунта, динамическое зондирование, геофизические исследования, оценку прочностных и деформационных свойств и целый ряд других исследований. Однако, признавая перспективность таких методов исследований состояния и свойств грунтов в пределах сжимаемой толщи основания фундаментов, следует отметить, что они не нашли широкого применения в практике инженерно-геологических изысканий для реконструируемых, восстанавливаемых зданий.

В стесненных условиях реконструкции зданий для оценки строительных свойств грунтов на прилегающих к фундаментам (зданиям) участках применяется способ опробования грунтов зондированием (динамическим, статическим) и геофизические методы исследований.*

Для динамического зондирования грунтов в нашей стране чаще используются установки УБП-15 и УБП-15М, разработанные в институте Гидропроект, которые применяются также для ударно-канатного бурения скважин [13, 14]. Кроме того, для динамического зондирования используются установки АДЗ-1С-15М, АДЗ-2-25М и другие.

Выполняют динамическое зондирование конусом или пробоотборником (забивным грунтоносом). По результатам испытаний устанавливают зависимость погружения

* ГОСТ 19912-2001. Грунты. Методы полевых испытаний статическим и динамическим зондированием. – М.: ФГУП ВНИИНТПИ Госстроя России, 2001. – 21 с.

конуса (пробоотборника) от количества ударов, затраченных на определенный участок погружения. Эта зависимость характеризуется условным динамическим сопротивлением. А на основе известных эмпирических выражений (формул) выявляют некоторые физико-механические характеристики грунтов.

Динамическое зондирование грунтов в условиях реконструкции зданий применяется редко. Это объясняется тем, что выявление корреляционных зависимостей и вывод эмпирических формул для определения характеристик грунтов является весьма сложной задачей. Достоверность получаемых при этом результатов невелика. Испытания грунтов динамическим зондированием в условиях реконструкции зданий используются в основном для выявления в однородном по литологическому составу песчаном грунте участков с различной плотностью сложения и определения границ таких участков. Незаменимым и практически единственным этот способ является в том случае, когда исследуются условия залегания и свойства несвязных грунтов (супесей, песков, золошлаковых отходов ТЭС), находящихся ниже уровня подземных вод [14].

Статическое зондирование грунтов в нашей стране широко применяется примерно с 1960 года и в настоящее время в условиях реконструкции зданий используется для выделения инженерно-геологических элементов (мощности, границ распространения), оценки пространственной изменчивости и строительных свойств грунтов, определения несущей способности свай и некоторых других целей. На использование данного метода в строительстве разработан государственный стандарт и нормативные документы [15].

Для статического зондирования грунтов применяются отечественные установки С-832М конструкции НИИпромстроя, С-979 и СП-59 конструкции ГПИ Фундаментпроект, которые монтируются на базе автомобилей (С-832М),

колесных тракторов (СП-59), но могут быть и автономными (С-979). В практике инженерно-геологических изысканий применяются и другие конструкции установок для статического зондирования грунтов, разработанные ВСЕГИНГЕО, ВНИИ транспортного строительства, ДИИТом, Энергосетьпроектом и другими организациями.

На отечественных установках статического зондирования применяются зонды различных конструкций, позволяющие измерять те или иные параметры лобового сопротивления грунта под нижним концом наконечника зонда и сопротивление на его боковой поверхности. Если наконечники зондов снабжены специальными радиоактивными датчиками, то, кроме указанных выше параметров, могут измеряться плотность, влажность и другие характеристики грунта. В этом случае принято говорить, что конструкции таких зондов могут выполнять так называемый пенетрационный каратаж [16]. В последние годы в НИИОСПе разработан комплект аппаратуры для статического зондирования (ПИКА-2Н, ПИКА-9, ПИКА-10, поропьзомер-1м и др.), позволяющий дополнительно измерять температуру грунта при погружении и извлечении зонда, поровое давление, гамма-активность и другие параметры [17]. Глубина погружения зондов в отечественных установках составляет до 25 м, а максимальное вдавливающее усилие – до 140 кН.

Практика инженерно-геологических изысканий в условиях реконструкции, восстановления зданий показывает, что статическое зондирование лучше использовать в сочетании с традиционными методами испытаний грунтов (компрессионными, сдвиговыми и др.). Это позволяет установить необходимые корреляционные зависимости и получить достоверные данные о нужных для расчетов параметрах грунтов. В последнее время в практике инженерно-геологических изысканий на площадках реконструируемых, восстанавливаемых зданий применяются установ-

ки ударно-вращательного зондирования и вращательно-статического зондирования грунтов (УВЗ-15, ВСЗ-15 и др.). Особенность этих установок заключается в том, что накопники зондов имеют лопасти (лопастные зонды). При проведении испытаний, кроме традиционных показателей грунтов, при зондировании экспериментально устанавливают также прочностные характеристики методом вращательного среза [2].

Геофизические методы исследований грунтов в практике инженерно-геологических изысканий для реконструкции зданий применяются редко. Это объясняется тем, что в условиях реконструкции, восстановления зданий при выполнении геофизических измерений могут возникать помехи из-за наличия инженерных коммуникаций и других подземных конструкций в грунтовом основании. К геофизическим методам исследований относятся методы электроразведки и сейсморазведки, методы ядерной физики (радиоизотопный, нейтронный и др.), а также термический, акустический, магнитометрический и другие. Все они основаны на изучении искусственно создаваемых в толще грунта физических полей (электрических, сейсмических, магнитных, тепловых и др.). С помощью геофизических методов в условиях реконструкции, восстановления зданий можно оценить физические и химические свойства грунтов, определить положение уровня подземных вод, выявить наличие пустот в грунтовом массиве и решить другие задачи. Но в большинстве случаев в практике инженерно-геологических изысканий для реконструкции зданий геофизические методы рассматриваются как вспомогательные к традиционным способам испытаний грунтов.

Для оценки сжимаемости грунтов на прилегающих к фундаментам реконструируемых зданий участках применяются штамповые и прессиометрические испытания. В настоящее время методика проведения штамповых испы-

таний отработана достаточно хорошо [18, 19]. Но, несмотря на большое количество теоретических и экспериментальных исследований, вопрос об оптимальных размерах штампов до сих пор окончательно не выяснен [14, 20, 21]. Из опыта инженерно-геологических изысканий установлено, что для оценки сжимаемости грунтов в условиях реконструкции зданий чаще всего используются круглые жесткие штампы с плоской подошвой площадью 600 и 1000 см². Испытания грунтов такими штампами могут проводиться в подвале эксплуатируемых зданий. Значительно реже в условиях реконструкции зданий для испытаний грунтов применяются штампы с плоской подошвой площадью 2500 и 5000 см².

Так, в 1963–1965 гг. Харьковским отделением института Теплоэлектропроект совместно с Харьковским инженерно-строительным институтом была опробована идея испытания грунтов винтовым штампом. Позднее (1979–1982 гг.) в НИИОСПе была разработана техника и методика таких испытаний [22]. Винтовой штамп, согласно ГОСТ 20276-85 [18], имеет площадь 600 см² и состоит из одновинтовой лопасти и ствола. Испытания грунтов винтовым штампом могут вестись из забоя скважины и непосредственно в грунтовой массе. Анализ выполненных исследований при этом показывает, что деформационные характеристики грунта, полученные с помощью винтового штампа, оказываются более достоверными по сравнению с данными традиционных штамповых испытаний. Это происходит за счет более плотного контакта лопастей штампа с грунтом, который образуется при его ввинчивании. Опыт проведения испытаний грунтов винтовым штампом накоплен в СПбГАСУ (г. Санкт-Петербург), ТомскТИСИЗе (г. Томск), Энергосетьпроект (г. Москва), УралНИИАСе (г. Екатеринбург) и других организациях. Имеются также данные о применении винтового штампа для испытания грунтов и за рубежом [23].

Прессиометрические испытания грунтов для определения деформационных характеристик стали применяться в нашей стране примерно с 1958 года [14, 24, 25]. Разработкой и внедрением прессиометрических испытаний занимались ГПИ Фундаментпроект, НИИОСП, ВСЕГИНГЕО, НИИ транспортного строительства, Уральский политехнический институт и другие организации. Преимуществами прессиометрических испытаний по сравнению со штамповыми испытаниями грунтов являются простота проведения опытов, высокая скорость оценки деформируемости сжимаемой толщи основания фундаментов, возможность проведения испытаний в скважинах и в массиве водонасыщенного грунта. Однако прессиометрические испытания обладают одним существенным недостатком, который заключается в том, что деформационные свойства грунтов основания фундаментов оцениваются не в вертикальном, а горизонтальном направлении. Именно это обстоятельство существенным образом сдерживает внедрение прессиометрических испытаний в практику инженерно-геологических изысканий не только для реконструируемых, восстанавливаемых зданий, но и в целом для строительства [13, 26].

Для определения прочностных характеристик грунтов оснований реконструируемых зданий на прилегающих к фундаментам участках в настоящее время широко применяются приборы вращательного среза в скважинах с помощью крыльчатки [3, 5]. Такие испытания заключаются в погружении крыльчатки на штанге в забой скважины и вращении ее до момента среза грунта.

В настоящее время известны конструкции приборов вращательного среза, разработанные в ГПИ Фундаментпроект (СП-52), Энергосетьпроект (ГСП-2, ВС-2, ПГИ-1), НИИОСПе, Калининском политехническом институте (СК-8), ВСЕГИНГЕО, ПНИИСе, СПбГАСУ и других организациях, которые с успехом используются в практике ин-

женерно-геологических изысканий для реконструируемых зданий.

Таким образом, анализ современной практики инженерно-геологических изысканий на застроенных территориях показывает, что большинство используемых методов не всегда приемлемы для условий реконструкции и восстановления зданий. Это связано с трудоемкостью, высокой стоимостью выполняемых работ по инженерно-геологическому обследованию площадок (проходка скважин и геологических выработок, отбор образцов грунта и проведение лабораторных исследований, наблюдения за состоянием реконструируемых объектов и др.). Для выполнения инженерно-геологических изысканий на площадках реконструируемых и восстанавливаемых зданий перспективными признаются ускоренные методы (экспресс-методы) исследования грунтов зондированием, прессиометрией, а также радиоизотопные, геофизические, терморadiационные и другие методы, которые позволяют оперативно, с минимальными затратами оценить изменения свойств грунтов и определить нужные параметры.

1.2. УЧЕТ ИЗМЕНЕНИЯ СВОЙСТВ ГРУНТОВ, ЗАЛЕГАЮЩИХ В ОСНОВАНИИ ФУНДАМЕНТОВ ДЛИТЕЛЬНО ЭКСПЛУАТИРУЕМЫХ ЗДАНИЙ

Из опыта эксплуатации зданий и сооружений в различных грунтовых условиях известно, что с течением времени происходит изменение свойств грунтов, которое обусловлено влиянием различных факторов. В первую очередь – это действие на основание давления зданий (сооружений), вызывающее уплотнение грунта. За счет уплотнения улучшаются обычно его физические, прочностные и деформационные свойства, что приводит в ряде случаев к увеличению несущей способности оснований. Эти изме-

нения свойств грунтов во времени поддаются прогнозированию и могут учитываться в расчетах.

Изменение свойств грунтов, залегающих в основании зданий, существенным образом зависит и от минералогического, гранулометрического состава, характера и интенсивности воздействия нагрузок, гидрогеологических условий, а также техногенных воздействий на основание (сотрясение грунта от движения транспорта, физико-химические и температурные процессы и др.). Прогнозирование изменения свойств грунта за счет указанных выше факторов без специальных исследований весьма затруднительно [3, 27, 28].

На основании результатов экспериментальных исследований состояния грунтов в основании фундаментов длительно эксплуатируемых зданий (НИИОСП им. Н.М. Герсеевича, Ростовский НИИ АКХ им. К.Д. Памфилова и др.) установлено, что с течением времени возрастает плотность грунтов. Увеличение плотности грунта установлено в пределах глубины сжимаемой толщи основания фундаментов в среднем на 10–25% [29]. Выявлено также, что за период эксплуатации здания (сооружения) происходит повышение влажности грунта (чаще в зоне контакта с фундаментами) вследствие нарушения аэрационного и теплового режимов, выпадения атмосферных осадков, интенсивности испарения и других факторов. Повышение влажности грунта в пределах площади застройки эксплуатируемого здания выявлено главным образом в основаниях, сложенных глинистыми грунтами. В основаниях, сложенных песчаными грунтами, это повышение влажности проявляется менее отчетливо. Для глинистых грунтов повышение их влажности за период эксплуатации здания в пределах площади застройки составляет 5–40%. При этом установлено, что увеличение влажности практически не зависит от давления, передаваемого фундаментом на грунты основания. Изменение влажности грунта основания фундаментов во

времени происходит обычно неравномерно. Более интенсивно влажность увеличивается в начальный период эксплуатации (до 20 лет). Установлено также, что в основании эксплуатируемого здания происходит продвижение влаги от границ площади застройки к ее центру. Такой характер миграции влаги в грунте вызывает увеличение влажности основания обычно под центральной частью здания [5, 28].

Исследованиями Киевского инженерно-строительного института (ныне Киевский национальный университет строительства и архитектуры) и др. выявлено изменение коэффициента пористости грунтов в пределах сжимаемой толщи основания фундаментов под действием длительной нагрузки. Данные исследования проводились с целью изучения возможности дополнительного загрузки фундаментов старой постройки. Основания фундаментов были сложены лессовыми суглинками и мелкими песками. Путем отбора монолитов из-под подошвы фундаментов нескольких разобранных зданий, а также на участках вне площади загрузки (на расстоянии примерно 5 м) было установлено уменьшение коэффициента пористости грунта в уровне заложения подошвы фундаментов на 6–26%. Уменьшение коэффициента пористости грунтов на глубине, равной полуширине фундаментов, происходило на 3–18%.

Аналогичные натурные исследования проводились Ростовским НИИ АКХ им. К.Д. Памфилова. При этом из анализа экспериментов выявлено, что за период длительной эксплуатации зданий с давлением по подошве фундаментов 185–250 кПа произошло уплотнение грунтов оснований, сложенных лессовыми суглинками. Значения коэффициента пористости грунтов на уровне подошвы фундаментов уменьшились на 7,7–18,9%, а на глубине, равной полуширине фундаментов, – на 0–10,8% по сравнению с грунтами, не уплотненными массой зданий.

П.А. Коновалов [30] и А.Г. Ройтман с соавт. [29] после анализа обширного материала по обследованию длитель-

но эксплуатируемых зданий пришли к выводу, что в зависимости от срока их эксплуатации (при давлении по подошве фундаментов 250–300 кПа) происходит уменьшение коэффициента пористости песчаных и глинистых грунтов в среднем на 7–12,8% (табл. 1.1). При этом наибольшее уплотнение грунта (уменьшение коэффициента пористости) наблюдается в пределах полуширины–ширины подошвы фундамента $[(0,5-1,0)b]$, b – ширина подошвы. В стороны от фундаментов уплотнение грунта может распространяться на расстояние $(0,7-1,2)b$. Песчаные грунты в основании эксплуатируемых зданий уплотняются более интенсивно по сравнению с глинистыми грунтами.

По данным Е.А. Сорочана [31], изменение во времени коэффициента пористости песчаных грунтов в основании фундаментов зданий при сроке их эксплуатации примерно 100 лет и более происходит на 16–22%. Но эти изменения относятся, очевидно, к грунтам, обжатым не только давлением от фундаментов эксплуатируемых зданий до их реконструкции, но и давлением, полученным с учетом дополнительных нагрузок, вызванных неоднократной реконструкцией зданий и надстройкой этажей.

Экспериментально установлено, что у глинистых грунтов за период эксплуатации зданий удельное сцепление может возрасти до 50% и более в зависимости от консис-

Таблица 1.1

Данные об уменьшении коэффициента пористости грунтов в основании эксплуатируемых зданий (по П.А. Коновалову, А.Г. Ройтману)

Грунты основания фундаментов	Изменение коэффициента пористости грунта Δe , %, при сроке эксплуатации зданий, годы	
	до 50	более 50
Пески	8,9	12,8
Глинистые грунты	7	9,8

тенции грунта и действующего давления по подошве фундамента. Наибольшее увеличение удельного сцепления глинистых грунтов при давлениях 150–250 кПа выявлено в пределах глубины (0,3–0,5)*b* от подошвы фундамента. Угол внутреннего трения глинистых грунтов, залегающих в основании длительно эксплуатируемых зданий, практически не изменяется во времени [30]. При этом имеются данные, которые свидетельствуют о незначительном увеличении за период эксплуатации зданий угла внутреннего трения глинистых грунтов (на 1–2 градуса), слагающих основания фундаментов [3, 6, 32, 33].

К сожалению, пока нет единого мнения о количественных изменениях во времени прочностных характеристик песчаных грунтов (φ , C), уплотненных в процессе эксплуатации зданий (сооружений). По данным П.А. Коновалова и др. [5, 30], за период эксплуатации зданий рост удельного сцепления песчаных грунтов практически не наблюдается, а угол внутреннего трения увеличивается на 1–4 градуса. Но при этом отмечается, что для оснований эксплуатируемых зданий на таких грунтах расчетное сопротивление грунта может возрасти до 44%. Это увеличение обусловлено в основном уплотнением песчаных грунтов давлением фундаментов зданий (сооружений). По данным Е.А. Сорочана [31], в зависимости от длительности загрузки песчаных грунтов давлением от фундаментов зданий и дополнительными нагружениями, возникающими при реконструкции или ремонте угол внутреннего трения может увеличиваться на 11%, а удельное сцепление возрастать в 10 раз. Такому улучшению свойств песчаных грунтов способствует, по его мнению, ступенчато возрастающее нагружение, длительность действия нагрузки, а также физико-химические процессы, приводящие к упрочнению грунта.

Для количественной оценки изменения прочностных характеристик песчаных грунтов за период эксплуатации

зданий (от 20 до 120 лет) с учетом их фактического уплотнения нагрузкой от фундаментов в ЦНИИпромзданий (Ю.И. Дворкин и др.) были выполнены специальные исследования. На основе этих исследований установлена линейная зависимость между прочностными характеристиками песчаного грунта и длительностью его загрузки. С учетом полученных зависимостей составлены эмпирические формулы, позволяющие определить угол внутреннего трения и удельное сцепление песчаного грунта через прогнозируемый промежуток времени с момента его обжатия давлением от фундамента здания (сооружения) [31]:

- для песков крупных и средней крупности

$$\begin{aligned}\varphi_t &= \varphi_0 + 0,0614t, \\ C_t &= C_0 + 0,0372t;\end{aligned}\tag{1.1}$$

- для песков мелких

$$\begin{aligned}\varphi_t &= \varphi_0 + 0,0369t, \\ C_t &= C_0 + 0,0490t;\end{aligned}\tag{1.2}$$

- для песков пылеватых

$$\begin{aligned}\varphi_t &= \varphi_0 + 0,0662t, \\ C_t &= C_0 + 0,0109t,\end{aligned}\tag{1.3}$$

где φ_t , C_t – соответственно угол внутреннего трения (град) и удельное сцепление (кПа) уплотненного грунта для прогнозируемого времени; φ_0 , C_0 – то же неуплотненного природного грунта до обжатия его давлением от здания (сооружения); t – время загрузки основания (годы).

Анализируя результаты расчетов по формулам (1.1)–(1.3) изменения во времени прочностных характеристик песчаных грунтов, уплотненных в процессе эксплуатации зданий, можно заключить следующее. В зависимости от гранулометрического состава и начальной плотности сложения песчаных грунтов при длительности их уплотнения за период в 100 лет угол внутреннего трения может увели-

чиваться на 12–13% (4–6 град), а удельное сцепление – примерно в 3–9 раз; за период в 50 лет, соответственно, на 6–11% (2–3 град) и в 2,5–4,5 раза; за период в 20 лет, соответственно, на 3–4% и в 1,5–2 раза, что является вполне объяснимым. Таким образом, эмпирические формулы (1.1)–(1.3) могут быть использованы для прогнозирования прочностных характеристик песчаных грунтов, уплотненных в процессе эксплуатации зданий и сооружений.

Для выполнения проверочных расчетов оснований фундаментов реконструируемых зданий необходимо иметь данные о характеристиках сжимаемости уплотненных грунтов (давлением зданий). Это связано с определением расчетных осадок основания от действия дополнительных нагрузок на фундаменты. С этой целью в НИИОСПе (Е.А. Сорочан) и ЦНИИпромзданий (Ю.А. Дворкин) для оценки сжимаемости песчаных грунтов различного состава были выполнены штамповые испытания на грунтах природного залегания и длительно уплотненных давлением от фундаментов зданий. При этом было установлено, что осадка штампа на уплотненном грунте $S_{уп}$ значительно меньше осадки штампа S на песчаном грунте природного сложения. Отношение осадок $S_{уп}/S$ зависит от гранулометрического состава, начальной плотности сложения песков и других факторов. При давлении, не превышающем длительного уплотнения основания фундаментов, отношение $S_{уп}/S$ составляет примерно для песков мелких 0,16, а для песков средней крупности – 0,57. Значение модуля деформации песчаных грунтов, залегающих в основании длительно эксплуатируемых зданий, возрастает вследствие уплотнения оснований. При давлении по подошве фундамента эксплуатируемого здания 300 кПа увеличение модуля деформации может составить для песков средней крупности 2,1 раза (табл. 1.2) [5, 31].

При этом выявлено, что увеличение модуля деформации песчаного грунта происходит более интенсивно, чем

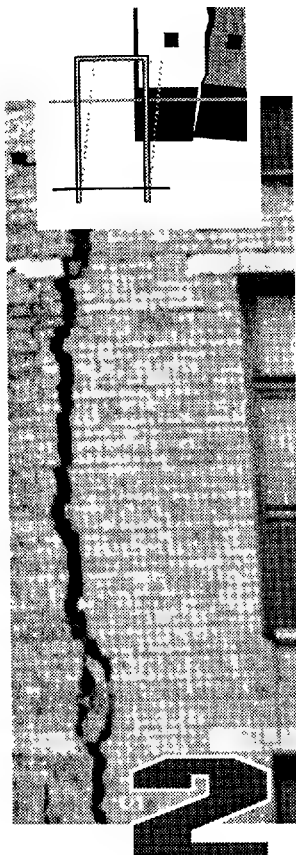
Таблица 1.2

Данные о модуле деформации уплотненных и неуплотненных грунтов

Грунт	Отношение модулей деформации уплотненных $E_{уп}$ и неуплотненных E грунтов ($E_{уп}/E$) при давлении, кПа					
	100	200	300	400	500	600
Песок мелкий	–	2,7	3,8	3,9	3,9	4,2
Песок средней крупности	–	2,2	2,1	1,9	1,7	1,6

уменьшение его пористости. Объяснить это только уплотнением грунта давлением от фундаментов зданий и другими механическими воздействиями невозможно. Очевидно, увеличению модуля деформации способствуют физико-химические процессы, протекающие в контакте твердой фазы частиц грунта [31].

Таким образом, рассмотренные данные показывают, что за период эксплуатации зданий происходит изменение свойств грунтов, вызванное их уплотнением давлением зданий и другими причинами. Но опытов по выявлению таких изменений выполнено пока ограниченное количество (в основном на лессовых суглинках, песках различной крупности). Поэтому исследования свойств пылеватоглинистых и других грунтов, уплотненных давлением эксплуатируемых зданий, и выявление особенностей их изменения должны быть продолжены.



ОБСЛЕДОВАНИЕ ОСНОВАНИЙ И ФУНДАМЕНТОВ РЕКОНСТРУИРУЕМЫХ, ВОССТАНАВЛИВАЕМЫХ ЗДАНИЙ И СУЩЕСТВУЮЩИЙ ПОДХОД К ОЦЕНКЕ ИХ СОСТОЯНИЯ

Изложены основные причины, вызывающие необходимость усиления фундаментов и упрочнения грунтов оснований реконструируемых, восстанавливаемых зданий.

Систематизированы характерные деформации зданий в зависимости от условий строительства и эксплуатации.

Рассмотрен порядок выполнения работ по обследованию оснований, фундаментов и оценке их состояния.

2.1. ОСНОВНЫЕ ПРИЧИНЫ УСИЛЕНИЯ ФУНДАМЕНТОВ И УПРОЧНЕНИЯ ГРУНТОВ ОСНОВАНИЙ

Необходимость усиления и переустройства фундаментов, а также упрочнения грунтов оснований возникает обычно при реконструкции и восстановлении зданий, включая их капитальный ремонт и надстройку дополнительных этажей. С решением данных вопросов приходится сталкиваться и при проявлениях неравномерных осадок фундаментов, выравнивании кренов зданий (сооружений), прокладке подземных коммуникаций, дефектах и повреждениях строительных конструкций, устройстве фундаментов в стесненных условиях, а также некоторых других случаях, когда нарушается нормальная эксплуатация зданий [5, 31, 35–37]. Основные причины, вызывающие необходимость усиления фундаментов и упрочнения грунтов оснований, можно объединить в следующие группы:

- реконструкция зданий (включая капитальный ремонт и надстройку этажей);
- разрушение материала фундаментов и снижение его гидроизолирующих качеств;
- нарушение условий устойчивости оснований в процессе эксплуатации зданий;
- развитие значительных деформаций зданий.

Могут быть и другие причины, обуславливающие необходимость усиления фундаментов и упрочнения грунтов основания (строительство метро, подземные работы и др.).

Реконструкция зданий (включая капитальный ремонт и надстройку этажей) практически всегда связана с повышением нагрузок на основания и фундаменты. При этом увеличиваются как постоянные, так и временные нагрузки за счет замены устаревшего технологичес-

кого оборудования и увеличения плотности его расстановки, установки мостовых и подвесных кранов большей грузоподъемности, замены и усиления отдельных строительных конструкций и т.п. В результате возрастания нагрузок давление по подошве фундаментов эксплуатируемых зданий (сооружений) может превысить расчетное сопротивление грунта основания, исходя из которого их проектировали до реконструкции. Это вызывает необходимость усиления фундаментов путем увеличения размеров подошвы или упрочнения оснований.

Накопленный опыт реконструкции зданий и надстройки этажей показывает, что при увеличении нагрузок на строительные конструкции усиление фундаментов (упрочнение оснований) рекомендуется выполнять в том случае, когда отсутствует резерв несущей способности грунтов оснований.

Разрушение материала фундаментов и снижение его гидроизолирующих качеств часто происходит в результате воздействия агрессивных грунтовых вод. Появление агрессивных грунтовых вод в основании фундаментов связано с растворением солей в грунтах (лессовые и засоленные грунты), утечками химических растворов из технологических трубопроводов и канализационных сетей и др. При взаимодействии растворов солей с фундаментными конструкциями в порах материала фундаментов возникает большое давление за счет кристаллизации солей. Это приводит к снижению прочности бетона, раствора бутовой или кирпичной кладки и постепенному разрушению фундаментов.

Необходимость усиления конструкций фундаментов при их разрушении иногда обусловлена различными динамическими воздействиями. Вибрация механизмов, влияние сотрясений от движения транспорта и работы технологического оборудования, забивка свай вблизи существующих зданий и другие динамические воздействия могут привес-

ти к выкрашиванию раствора и расслоению бутовой (каменной) кладки, появлению трещин, сколов в бетонных и железобетонных фундаментах.

Довольно часто разрушение материала фундаментов и нижних участков стен происходит в результате нарушения гидроизоляции. Особенно это характерно для старых зданий, возведенных на бутовых и кирпичных фундаментах. За длительный период эксплуатации зданий культурный слой вокруг них постепенно увеличивается за счет подсыпок и асфальтирования дворовых территорий, поднятия отметок дорог и тротуаров вблизи зданий. В результате этого горизонтальная гидроизоляция оказывается намного ниже наружной поверхности основания, и вода, находящаяся в грунте, беспрепятственно проникает в кладку стен и фундаментов, снижая их прочность. Беспрепятственному проникновению атмосферной воды в основание и поры материала фундаментов способствует также отсутствие или неисправность отмосток вокруг зданий (сооружений). Все это создает неблагоприятные условия для работы фундаментов, особенно в наиболее нагруженных местах. Сезонное промерзание и оттаивание влаги в грунте и фундаментной кладке на протяжении длительного времени приводят к деформациям фундаментных конструкций и их разрушению.

Известны случаи разрушения материала фундаментов при колебаниях уровня подземных вод. Наиболее характерным примером разрушения фундаментов является загнивание деревянных свай в месте их примыкания к ростверку при резком понижении уровня подземных вод, вызванном прокладкой подземных коммуникаций, инженерной подготовкой территорий и другими причинами. Однако, когда деревянные сваи постоянно находятся в воде, срок их службы может составлять 150–200 лет и более. Следовательно, при соответствующем обосновании такие фундаменты могут эксплуатироваться и при повышенных на-

грузках, вызванных реконструкцией, капитальным ремонтом или надстройкой этажей зданий [5].

Иногда в железобетонных фундаментах разрушается арматура в результате ее коррозии. Наиболее интенсивно эти процессы происходят при наличии блуждающих токов или влиянии агрессивной среды (растворы солей, кислот, щелочей). Коррозия приводит к уменьшению диаметра арматуры, что особенно опасно для плитных частей фундаментов (подушек). В фундаментных подушках развиваются трещины, уменьшается площадь подошвы фундамента, передающая давление от сооружения на грунт, и, следовательно, возникают значительные дополнительные осадки основания.

Нарушение условий устойчивости основания зданий в процессе эксплуатации возникает по нескольким причинам. Чаще это связано с дополнительным увлажнением грунта, которое происходит при изменении гидрогеологических условий площадки, аварийных утечках воды из инженерных коммуникаций (водопровода, канализации, сетей теплоснабжения), неправильной планировки территорий и т.п. В результате дополнительного увлажнения ухудшаются физико-механические свойства грунтов и происходит ослабление основания. При этом существенное влияние на устойчивость основания оказывают прочностные характеристики грунта. У некоторых типов глинистых грунтов при увлажнении резко снижаются характеристики удельного сцепления и в меньшей степени – угла внутреннего трения. Это приводит к появлению недопустимых осадок фундаментов и деформациям других строительных конструкций, возникает опасность потери несущей способности основания и возможность его отказа. В отдельных случаях ослабление основания в результате уменьшения прочностных характеристик грунта приводит здание в аварийное состояние.

Известны случаи нарушения устойчивости основания

при динамических воздействиях, карстово-суффизных процессах с образованием провальных воронок под фундаментами, при интенсивном гниении органических веществ, содержащихся в грунте, а также при дополнительном увлажнении просадочных, набухающих и засоленных глинистых грунтов. Нарушения условий устойчивости основания наблюдаются и на вечномерзлых грунтах, что обусловлено процессами оттаивания основания при проникновении в него тепловых потоков, и в некоторых других случаях. Таким образом, нарушение устойчивости основания приводит к серьезным повреждениям эксплуатируемых зданий и вызывает необходимость проведения трудоемких ремонтно-восстановительных работ.

Развитие значительных деформаций зданий обусловлено чаще ошибками, допущенными при инженерно-геологических изысканиях, проектировании и строительстве зданий (сооружений), а также при их эксплуатации [38, 39].

Наиболее типичной ошибкой при инженерно-геологических изысканиях является недостаточный объем выполняемых работ. Недостаточное количество пройденных скважин и шурфов, малое количество отобранных проб и монолитов приводят к искажению информации о свойствах грунтов основания. В результате отсутствия достоверной информации о литологическом строении площадки на некоторой глубине от подошвы фундаментов могут оказаться инженерно-геологические элементы (или линзы) торфяных, илистых или других слабых неоднородных грунтов с органическими включениями, сжимающихся под нагрузкой и подвергающихся разложению, что вызывает развитие недопустимых деформаций зданий. Из-за недостаточного объема изысканий могут отсутствовать сведения о наличии карстовых явлений и подземных выработок в основании. При проведении инженерно-геологических изысканий иногда встречаются случаи неправильного определения свойств грунтов, главным образом прочностных

и деформационных. Это связано с нарушением требований отбора, транспортировки и хранения образцов.

Искаженные данные о свойствах грунтов могут быть получены при ошибках прогнозирования изменения уровня подземных вод и общей оценке гидрогеологических условий площадки. Известны примеры получения искаженных данных о прочностных и деформационных характеристиках грунтов в результате неправильно принятых методик исследования, а также из-за недостаточного внимания к химическим свойствам грунтовых вод, наличию быстрорастворимых солей в толще основания.

К числу ошибок при проектировании фундаментов относится неправильная оценка специфических свойств грунтов и несущей способности основания при промерзании и оттаивании сезонно-мерзлых грунтов, вероятном повышении уровня подземных вод, проникновении в грунт растворов солей, кислот и других химических веществ. Недоучет особенностей строительства в районах распространения просадочных, набухающих, засоленных и других структурно неустойчивых грунтов, а также оснований с глубоким сезонным промерзанием часто приводит к недопустимым деформациям зданий и сооружений. Ошибки при проектировании бывают вызваны недооценкой состава и характера передачи нагрузок, действующих на фундаменты. При многократно повторенных знакопеременных нагрузках могут возникнуть дополнительные осадки и недопустимые крены сооружений [31, 40].

Развитие значительных деформаций зданий и сооружений иногда вызвано неправильно выбранными расчетными схемами и методами расчета при проектировании. Известны случаи, когда при проектировании зданий на сильно сжимаемых грунтах проектировщики не предусматривали в проекте мероприятий по увеличению пространственной жесткости здания, что приводило к недопустимым трещинам в стенах и деформациям других строитель-

ных конструкций. Отсутствие осадочных швов в месте примыкания частей здания разной этажности, а также значительное различие давлений по подошве фундаментов одного и того же здания вызывало развитие неравномерных осадок фундаментов [4]. Известны также примеры, когда в результате ошибочно принятых расчетных схем при проектировании отдельных фундаментов и ростверков под колонны происходило продавливание дна железобетонного стакана.

Ошибки, допускаемые при устройстве оснований и фундаментов, являются наиболее частыми в практике строительства и вызывают развитие недопустимых деформаций зданий и сооружений. Проблемы возникают при нарушении структуры грунта из-за неправильной организации работ по водопонижению площадки и откачке воды из выемок, при интенсивном высыхании дна котлованов после замачивания атмосферными водами, при разработке траншей и других выемок на площадках со слабыми глинистыми грунтами. Развитие недопустимых деформаций зданий и сооружений в процессе строительства происходит иногда за счет промораживания и оттаивания грунта при несвоевременной засыпке пазух фундаментов или отсутствия защиты фундаментов от промерзания [41].

В практике строительства встречаются случаи, когда отсутствует контроль за качеством выполняемых работ и основания и фундаменты устраиваются с нарушением строительных норм. Характерными примерами являются погружение свай с отклонением от проектного положения, некачественное уплотнение подсыпок в основании фундаментов, промораживание бетона фундаментных конструкций, укладка бетонной смеси монолитных ростверков по загрязненным оголовкам свай. Нередко строители считают необязательным предохранять наружные и внутренние стены подвалов от воздействия грунтовой воды путем устройства гидроизоляции, глиняных замков и водонеп-

ронищаемых экранов, устройства поверхностного стока воды, отмосток и тротуаров вокруг зданий. Проблемы при строительстве и эксплуатации зданий могут возникнуть, если не выполнить работы по предпостроечному уплотнению оснований, сложенных слабыми водонасыщенными глинистыми, заторфованными и другими структурно неустойчивыми грунтами. Известны случаи деформаций эксплуатируемых зданий, когда в непосредственной близости от них выполнялись работы по устройству траншей, котлованов и фундаментов сооружений.

Ошибки, допускаемые в процессе эксплуатации зданий и сооружений, также вызывают развитие их неравномерных деформаций. Чаще всего деформации конструкций в этом случае происходят в результате замачивания грунтов водой, фекальными стоками и технологическими растворами, поступающими в основание из неисправных инженерных коммуникаций.

Нарушение нормальной эксплуатации зданий возникает и при перегрузке несущих строительных конструкций перекрытий за счет установки дополнительного оборудования, а также при увеличении толщины чердачного утеплителя или кровли зданий. Проблемы при эксплуатации зданий возникают и при нарушении температурно-влажностного режима внутри помещений, при неправильном устройстве проемов в железобетонных стенах и в других случаях (рис. 2.1).

Таким образом, выполненное обобщение показывает, что в условиях реконструкции и восстановления зданий возникает необходимость усиления фундаментов и упрочнения оснований. При решении данных вопросов следует давать оценку состояния и эксплуатационной пригодности зданий, а также выявлять причины их деформаций и разрушения.



Рис. 2.1. Классификация основных причин, вызывающих необходимость усиления фундаментов и упрочнения грунтов оснований

2.2. ОБСЛЕДОВАНИЕ ОСНОВАНИЙ, ФУНДАМЕНТОВ ЗДАНИЙ И ОЦЕНКА ИХ СОСТОЯНИЯ

Обследование оснований и фундаментов производится с целью оценки их состояния и выявления эксплуатационной пригодности зданий. До начала работ по обследованию изучается архивная техническая документация по фундаментам и другим подземным конструкциям, чтобы установить соответствие существующих фундаментов проектному решению. Обследование фундаментов выполняется из шурфов, которые закладываются в наиболее характерных местах плана здания. Эти же шурфы одновременно используются для обследования грунтов основания, отбора проб и монолитов. Число и размер шурфов определяются размерами обследуемого здания (сооружения) и его конструктивными особенностями, грунтовыми условиями площадки, состоянием фундаментов и других подземных конструкций. В основном шурфы закладываются в местах резкого перепада высот и наиболее нагруженных участках здания, в местах установки дополнительных опор, а также в местах предполагаемых деформаций стен и фундаментов. Если здание каркасного типа, то шурфы размещают непосредственно у фундаментов под опоры, которые могут получить (или получили) наибольшие перемещения. В зданиях с подвалом шурфы закладывают обычно внутри подвальных помещений. Это дает возможность уменьшить объем земляных работ при проходке шурфов и с наименьшей трудоемкостью выполнять их в зимний период.

Если предполагается реконструкция здания, то фундаменты обследуются для всех характерных стен и колонн. В случае же надстройки этажей или капитального ремонта обследованию подлежат фундаменты на участке застройки.

При обследовании фундаментов в открытых шурфах уточняют тип фундаментов, их форму в плане, размеры,

глубину заложения. Одновременно определяется прочность материала фундаментов и выявляются дефекты кладки (для ленточных, каменных и бетонных фундаментов), наличие трещин, а также выполненные ранее подводки и усиления. Прочность материала фундаментов устанавливают разрушающими или неразрушающими методами [6, 7, 42]. Это зависит от решаемых при обследовании задач, имеющихся в наличии приборов и оборудования.

Ширину подошвы фундаментов и глубину их заложения устанавливают натурными обмерами. При обследовании допускается принимать симметричные размеры фундамента по размерам, установленным в шурфе. В наиболее нагруженных участках размеры фундаментов устанавливаются в двусторонних шурфах. Для определения ширины фундаментов и толщины “глухих” стен можно применять сверление и замеры металлическим метром, а также подкопы основания фундаментов с последующим использованием Г-образного металлического щупа [43].

В практике обследования длительно эксплуатируемых зданий особое внимание уделяется гидроизоляции подвальных стен и фундаментов, а также изучению режима изменения уровня подземных вод. В больших городах нередко отмечается повышение уровня подземных вод, обусловленное утечками воды из наружных сетей канализации, водопровода, тепломагистралей, нарушениями инженерной подготовки территорий и другими причинами. При этом в подвальных помещениях длительно эксплуатируемых зданий появляется вода, материал фундаментов и других подземных конструкций насыщается водой, постепенно теряет прочность и разрушается. Поэтому при обследовании фундаментов и грунтов основания важно установить источники замачивания, чтобы в последующем дать техническое решение по их устранению.

По результатам обследования фундаментов с учетом выявленных дефектов и повреждений должна даваться

визуальная оценка их технического состояния. При оценке определяются характер и направление развития трещин, границы участков местных разрушений или разрывов фундаментов, места замачивания оснований и другое*. При визуальной оценке должны быть также определены (и это важно) причины появления дефектов или повреждений фундаментов и других строительных конструкций зданий. Для облегчения решения такой задачи могут использоваться вспомогательные материалы в виде схем, чертежей и таблиц [44, 45]. Обобщение характерных дефектов и повреждений фундаментов и зданий в целом в зависимости от условий строительства, эксплуатации, изменения грунтовых условий было сделано автором на основе литературных данных и собственного опыта работы [37, 39, 45, 46]. Эти материалы, представленные в виде схем и пояснительных текстов (табл. 2.1–2.3), позволяют упростить работу по выявлению причин повреждений фундаментов и деформаций зданий.

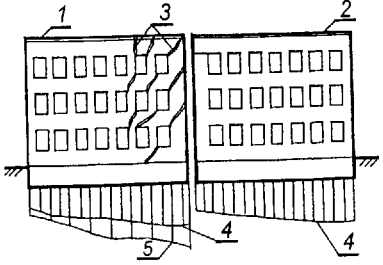
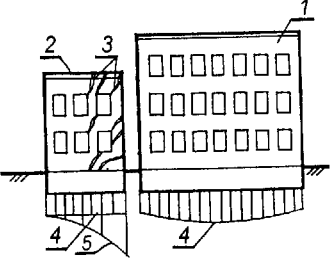
При обследовании свайных фундаментов измеряют диаметр или размеры поперечного сечения свай [5]. Для ленточных свайных фундаментов устанавливаются количество свай на 1 м длины и шаг, с которым они устроены. Для свайных фундаментов под колонны устанавливаются количество свай в кусте и размеры между их осями.

Важным моментом при обследовании является выявление качества сопряжения свай и ростверка. При отсутствии надежного сопряжения могут наблюдаться местные прогибы ростверка и появление в нем трещин. В отдельных случаях, когда возникает сомнение в глубине погружения свай, осуществляются специальные работы по вскрытию свай по всей ее длине. При этом особое значение приобре-

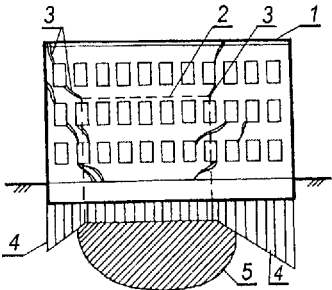
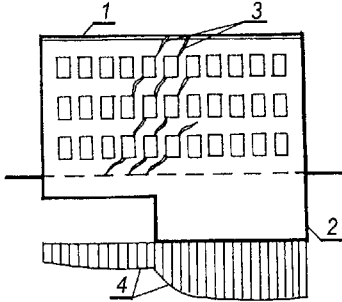
* Методика проведения обследования зданий и сооружений при их реконструкции и перепланировке. МРР-2.2.07-98. – М.: 1998. – 29 с.

Таблица 2.1

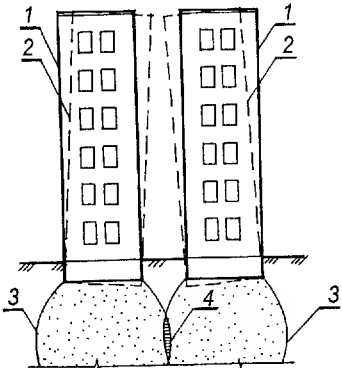
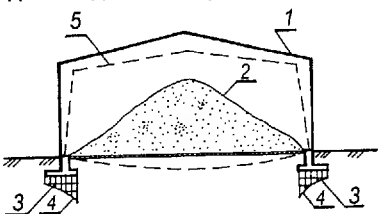
Характерные деформации зданий в зависимости от условий их строительства и эксплуатации

Характеристика деформаций здания	Причины появления деформаций здания
Деформации при возведении зданий в несколько очередей  1, 2 – соответственно здания первой и второй очередей строительства; 3 – места появления трещин и развития повреждений конструкций; 4 – эпюра осадок фундаментов; 5 – эпюра дополнительных осадок фундаментов	Неправильное конструктивное решение фундаментов в месте примыкания зданий
Деформации при возведении нового здания вблизи существующего  1 – возводимое новое здание; 2 – существующее здание; 3 – места появления трещин и развития повреждений конструкций; 4 – эпюра осадок фундаментов; 5 – эпюра дополнительных осадок фундаментов	Неправильное конструктивное решение фундаментов в месте примыкания здания

Продолжение табл. 2.1

Характеристика деформаций здания	Причины появления деформаций здания
Деформации при строительстве нового здания на месте снесенного	Отсутствие предпостроечного уплотнения грунтов основания. Отсутствие конструктивных мероприятий, повышающих жесткость здания. Неправильное конструктивное решение фундаментной части здания
 1 – возводимое новое здание; 2 – существующее ранее старое здание; 3 – места появления трещин и развития повреждений конструкций; 4 – эпюра осадок фундаментов нового здания; 5 – граница зоны уплотненного грунта	Неправильное конструктивное решение фундаментной части здания. Отсутствие конструктивных мероприятий, повышающих жесткость здания.
Деформации при ступенчатом фундаменте здания	Неправильное конструктивное решение фундаментной части здания. Отсутствие конструктивных мероприятий, повышающих жесткость здания.
 1 – возводимое здание; 2 – фундаментальная часть здания; 3 – места появления трещин и развития повреждений конструкций; 4 – эпюра осадок фундаментов	

Продолжение табл. 2.1

Характеристика деформаций здания	Причины появления деформаций здания
Деформации в виде встречного наклона при строительстве смежных высотных зданий  1 – проектное положение смежных высотных зданий; 2 – положение зданий после их наклона (крена), вызванного взаимным влиянием давлений от фундаментов; 3 – границы зоны уплотненного грунта; 4 – зона дополнительного уплотнения основания	Неправильное конструктивное решение фундаментов зданий. Малое расстояние в свету между смежными зданиями
Деформации при перегрузке пола в складском здании сыпучим материалом  1 – проектное положение зданий; 2 – сыпучий материал; 3, 4 – соответственно эпюры осадок фундаментов до и после укладки сыпучего материала; 5 – положение здания после его деформации	Превышение временной длительно действующей нагрузки допустимых значений

Продолжение табл. 2.1

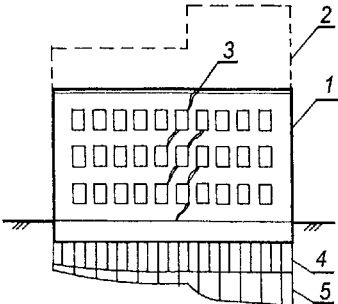
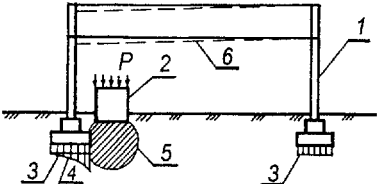
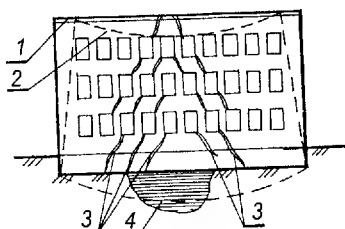
Характеристика деформаций здания	Причины появления деформаций здания
Деформации при надстройке дополнительных этажей над зданием	Отсутствие конструктивных мероприятий, повышающих жесткость здания
 1 – существующее здание; 2 – надстройка над существующим зданием; 3 – места появления трещин и развития повреждений конструкций; 4, 5 – соответственно эпюры осадок фундаментов до и после надстройки дополнительных этажей	
Деформации при устройстве фундаментов под тяжелое оборудование	Превышение временной длительно действующей нагрузки допустимых значений
 1 – эксплуатируемое здание; 2 – дополнительно устанавливаемое тяжелое оборудование; 3 – эпюры осадок фундаментов эксплуатируемого здания; 4 – эпюра осадок фундаментов здания после установки тяжелого оборудования; 5 – граница зоны уплотненного грунта; 6 – положение здания после его деформации	

Таблица 2.2

**Характерные деформации зданий
при изменении грунтовых условий площадок**

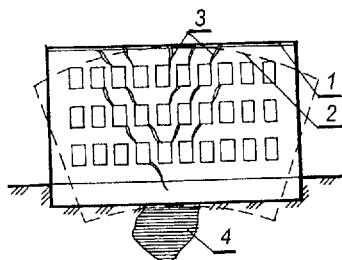
Характеристика деформаций здания и основные причины их появления

**Деформации в виде прогиба здания
при наличии в основании слабого грунта**



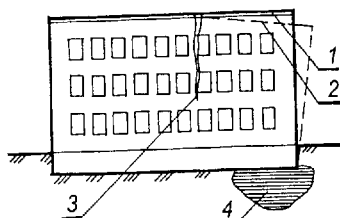
1, 2 – соответственно положение здания до и после деформации; 3 – места появления трещин и развития повреждений конструкций; 4 – слабый грунт (линза, участок дополнительного замачивания и др.)

**Деформации в виде выгиба здания
при наличии в основании малосжимаемого грунта**



1, 2 – соответственно положение здания до и после деформации; 3 – места появления трещин и развития повреждений конструкций; 4 – малосжимаемый грунт (линза или инородные малосжимаемые включения)

**Деформации в виде перекаса здания
при наличии в основании малосжимаемого грунта**

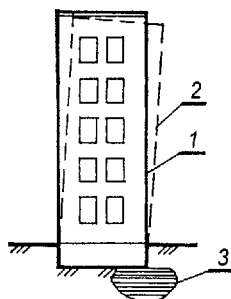


1, 2 – соответственно положение здания до и после деформации; 3 – места появления трещин и развития повреждений конструкций; 4 – слабый грунт (линза, участок дополнительного замачивания и др.)

Окончание табл. 2.2

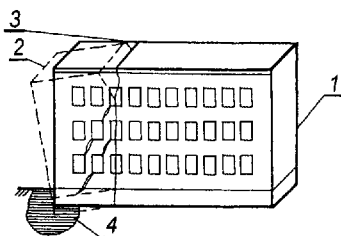
Характеристика деформаций здания и основные причины их появления

**Деформации в виде крена здания
при наличии в основании слабого грунта**



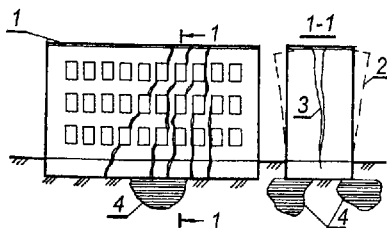
1, 2 – соответственно положение здания до и после деформации; 3 – слабый грунт (линза, участок замачивания основания вдоль одной из стен здания и др.)

**Деформации в виде кручения здания
при аварийном замачивании основания**



1, 2 – соответственно положение здания до и после деформации; 3 – места появления трещин и развития повреждений конструкций; 4 – аварийное замачивание грунтов в угловой части здания

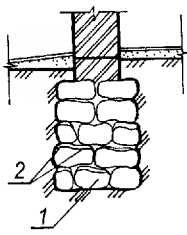
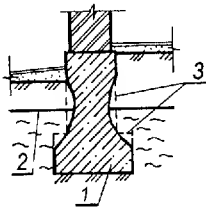
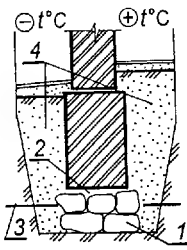
**Деформации в виде разлома здания
при аварийном замачивании основания**



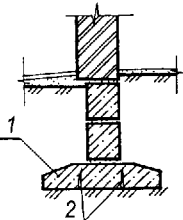
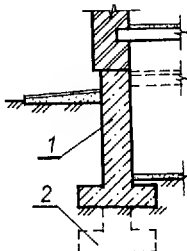
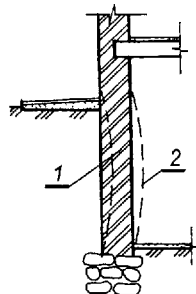
1, 2 – соответственно положение здания до и после деформации; 3 – места появления трещин и развития повреждений конструкций; 4 – аварийное замачивание грунтов основания на различных участках пятна застройки здания

Таблица 2.3

**Характерные дефекты и повреждения
фундаментных конструкций**

Наименование дефектов и повреждений	Причины появления повреждений и дефектов
Расслоение кладки фундамента  1 – бутовая кладка; 2 – места расслоения бутовой кладки	Отсутствие перевязки каменной кладки. Потеря прочности раствора кладки (длительная эксплуатация, систематическое замачивание, воздействие агрессивной среды и др.). Перегрузка фундамента (надстройка здания, замена несущих конструкций и др.)
Разрушение боковых поверхностей фундамента  1 – существующий бетонный фундамент; 2 – положение уровня подземных вод (УПВ); 3 – места разрушения фундамента	Воздействие агрессивной среды на фундамент (утечка в основание производственных химических растворов, поднятие УПВ и др.). Отсутствие защитных гидроизоляционных покрытий у фундамента
Разрыв фундамента по высоте  1 – опорная часть фундамента; 2 – место разрыва фундамента; 3 – отметка глубины сезонного промерзания; 4 – засыпка пазух фундамента	Морозное пучение при неправильном устройстве фундамента (использование для засыпки пазух смерзающего грунта, подтопление при поднятии УПВ, замачивание и др.)

Окончание табл. 2.3

Наименование дефектов и повреждений	Причины появления повреждений и дефектов
Трещины в плитной части фундамента  1 – железобетонная опорная плита ленточного фундамента; 2 – трещины в плитной части фундамента	Перегрузка фундамента (надстройка здания, замена несущих строительных конструкций или технологического оборудования и др.). Недостаточная площадь сечения рабочей арматуры
Недопустимые деформации основания фундамента  1 – положение фундамента до деформации; 2 – то же после деформации	Недостаточная опорная площадь подошвы фундамента. Аварийное замачивание грунтов основания. Дополнительное нагружение надфундаментных конструкций. Наличие в основании сильносжимаемых грунтов
Деформация фундаментной стены здания  1 – положение фундаментной стены до деформации; 2 – то же после деформации	Потеря прочности кирпичной кладки фундаментной стены. Дополнительная загрузка поверхности основания в непосредственной близости от здания. Морозное пучение грунта при неправильной эксплуатации подвального помещения здания

тает исполнительная документация по производству свайных работ (акты на скрытые работы, журнал погружения свай, результаты динамических испытаний и др.).

Таким образом, выполненное обобщение свидетельствует о необходимости совершенствования методов обследования и оценки состояния оснований и фундаментов реконструируемых и восстанавливаемых зданий.



АНАЛИЗ МЕТОДОВ ПРОЕКТИРОВАНИЯ ФУНДАМЕНТОВ РЕКОНСТРУИРУЕМЫХ И ВОССТАНАВЛИВАЕМЫХ ЗДАНИЙ

Рассмотрен современный подход к проектированию фундаментов реконструируемых, восстанавливаемых зданий. Анализируются методы определения расчетного сопротивления (допускаемого давления) грунта основания, уплотненного давлением эксплуатируемых зданий; размеров подошвы фундаментов, осадок оснований зданий и их неравномерностей. Показаны пути совершенствования методов расчета оснований и фундаментов для условий реконструкции и восстановления зданий.

3.1. СУЩЕСТВУЮЩИЙ ПОДХОД К ПРОЕКТИРОВАНИЮ ОСНОВАНИЙ И ФУНДАМЕНТОВ

На сегодняшний день практически нет нормативных документов, определяющих порядок расчета оснований и фундаментов в различных случаях реконструкции зданий [58, 127]. К наиболее распространенным вариантам реконструкции можно отнести:

- увеличение нагрузок на существующие фундаменты (надстройки, использование более тяжелых конструкций, замена оборудования и др.);
- устройство новых фундаментов на пятне застройки старого здания, разбираемого при реконструкции;
- пристройка новых зданий и сооружений к старым, существующим;
- усиление либо переустройство оснований и фундаментов существующих зданий.

При этом всегда необходимо учитывать, что несущая способность должна быть достаточной для того, чтобы не происходила потеря устойчивости основания, а деформации оснований не должны превышать предельно допустимых величин для нормальной эксплуатации зданий после реконструкции.

Проектирование должно вестись по двум группам предельных состояний (первой – по несущей способности, второй – по деформациям), как это заложено в СНиП 2.02.01-83* “Основания зданий и сооружений” [48].

Основой для проверочных расчетов являются данные, получаемые в процессе подготовки проектирования:

- материалы обследования зданий (сооружений), включающие данные по истории эксплуатации, конструкциям, нагрузкам, типам фундаментов, их размерам, состояниям; фактическим давлениям на грунты основания, а

также о деформациях надземных и заглубленных в грунт конструкций;

- результаты инженерно-геологических изысканий, включающих прогноз возможных изменений грунтовых условий в процессе эксплуатации зданий;
- значения основных физико-механических характеристик грунтов, в том числе в основании существующих фундаментов с учетом их уплотнения давлением здания;
- опыт эксплуатации данного и более тяжелых зданий, сооружений в аналогичных инженерно-геологических условиях;
- мероприятия для устранения причин деформации, рекомендуемые и уже применяемые ранее;
- технико-экономические сравнения возможных вариантов усиления или переустройства фундаментов;
- данные всех предшествующих изысканий и обследований.

Принципы расчета существующих и новых (дополнительно возводимых) фундаментов различны [5].

Для существующих фундаментов после сбора нагрузок вычисляют напряжения в месте контакта стены (колонны) с верхним обрезаем фундамента, а также непосредственно под подошвой фундамента и проверяют прочность материала фундамента и стен (колонн) на местное смятие; определяют прочность грунтов основания и не допускают превышения фактических давлений на грунты оснований над расчетными, вычисленными в соответствии со СНиП 2.02.01-83*. В зависимости от результатов проверки принимают решение о необходимости усиления фундаментов, изменения их размеров, упрочнения (укрепления) грунтов основания. После принятия новых параметров фундаментов или выбора способа укрепления грунтов ос-

нований сравнивают ожидаемые и допустимые дополнительные осадки при увеличении нагрузок на фундаменты.

Расчет новых дополнительно возводимых фундаментов выполняют следующим образом. Глубину их заложения выбирают с учетом заложения уже существующих. Это требование не распространяется на свайные и ленточные (одиночные и плитные) фундаменты, если они работают совместно. Затем в зависимости от условий работы принимают тип фундамента (жесткий или гибкий) и материал, из которого он должен быть изготовлен. Размеры фундаментов определяют в соответствии с действующими нагрузками и свойствами грунтов оснований. Одновременно проводят проверку на прочность материала фундамента и вычисляют ожидаемые осадки фундамента на неуплотненном основании.

Неравномерность осадок новых и существующих фундаментов на воздействие дополнительных нагрузок не должна превышать допустимую по СНиП 2.02.01-83*.

Нагрузки и воздействия устанавливаются расчетом, исходя из рассмотрения совместной работы здания и основания. Учитываемые при этом нагрузки и воздействия на здание в целом или отдельные его элементы, а также возможные сочетания принимаются согласно требованиям соответствующих нормативно-технических документов (НТД). Для простейших проверочных расчетов допускается упрощенный сбор нагрузок, действующих по подошве существующих фундаментов, по «грузовым площадям». При этом используются фактические нагрузки, установленные в процессе обследования конструкций.

Для всех случаев основными характеристиками нагрузок являются их нормативные величины. Все расчеты оснований производятся на расчетное значение нагрузок, которое определяется как произведение нормативных нагрузок на соответствующий коэффициент, учитывающий воз-

можное отклонение нагрузок в неблагоприятную сторону от нормативных значений. Расчет оснований по деформациям должен осуществляться на основное сочетание нагрузок, а по несущей способности при наличии особых нагрузок – на основное и особое сочетание.

Предлагаемый подход проектирования оснований фундаментов эксплуатируемых зданий при реконструкции с увеличением нагрузок разработан применительно к требованиям СНиП 2.02.01.83* и номенклатуре грунтов по ГОСТ 25100-95. Он распространяется на проектирование естественных оснований жилых, общественных и производственных зданий и не распространяется на проектирование зданий, возведенных на площадках, подверженных оползням и карстам.

Таким образом, для фундаментов реконструируемых зданий может быть принят следующий порядок расчетов:

- 1) анализ конструктивной схемы здания, материалов обследования, сбор нагрузок на существующие фундаменты, установление среднего давления p под подошвой фундамента;
- 2) анализ материалов инженерно-геологических изысканий (в том числе прошлых лет); определение расчетного сопротивления грунта основания R ;
- 3) проверочные расчеты размеров подошвы фундаментов;
- 4) расчеты оснований фундаментов по предельным состояниям;
- 5) расчеты прочности конструкций фундаментов.

Рассмотрим отдельные этапы расчета оснований и фундаментов реконструируемых зданий.

3.2. МЕТОДЫ ОПРЕДЕЛЕНИЯ РАСЧЕТНОГО СОПРОТИВЛЕНИЯ (ДОПУСКАЕМОГО ДАВЛЕНИЯ) ГРУНТА ДЛЯ ПРОЕКТИРОВАНИЯ ОСНОВАНИЙ И ФУНДАМЕНТОВ РЕКОНСТРУИРУЕМЫХ ЗДАНИЙ

В настоящее время практика расчета оснований фундаментов реконструируемых зданий по второму предельному состоянию базируется на принципе линейной деформируемости грунтов (СНиП 2.02.01-83* “Основания зданий и сооружений”). В качестве критерия, ограничивающего прямо пропорциональную зависимость осадки фундамента от прикладываемого давления, принята величина расчетного сопротивления грунта основания R (формула (7) СНиП 2.02.01-83*) [48, 53, 54]. Расчетное сопротивление грунта – это такое безопасное давление на основание, при котором еще сохраняется линейная зависимость на графике осадок фундаментов, а глубина развития зон местного нарушения прочности (глубина развития зон сдвигов) под краями фундаментов не превышает $1/4$ ширины подошвы. Характеристику R иногда называют допускаемым давлением на основание [5].

Формула для определения характеристик R , заложенная в СНиП 2.02.01-83* и базирующаяся на решении Н.Н. Пузыревского, является полуэмпирической и имеет целый ряд допущений, ограничивающих область ее применения [53, 55]:

1. При выводе формулы для определения характеристик R (формулы Н.Н. Пузыревского) принято допущение о распределении напряжений в грунтах по теории упругости, что не всегда соответствует действительности.
2. В формуле для R ширина подошвы фундамента b учитывается косвенно. Принятый в формуле критерий глубины развития зон сдвигов ($z_{\max} = 0,25b$) является условным. Следует отметить, что целым рядом авторов

(Н.Н. Масловым, П.И. Морозовым, С.П. Щеляпиным и др.) были предложены и другие критерии для ограничения распространения зон сдвигов под краями подошвы фундаментов [53].

3. Формула для определения R , полученная для условий плоской задачи, ближе соответствует действительности при проектировании гибких ленточных фундаментов и других протяженных инженерных конструкций. Однако используется она и при расчетах столбчатых и плитных фундаментов (в том числе жестких), что вносит определенные погрешности.
4. Формула для определения R получена в предположении гидростатического распределения вертикальных и горизонтальных напряжений от собственного веса грунта в пределах сжимаемой толщи основания фундаментов. Это предположение справедливо и экспериментально подтверждается только для некоторых типов глинистых грунтов [10, 11, 12, 20]. Поэтому вопрос о гидростатическом напряженном состоянии массива грунта до приложения к нему внешнего давления нуждается в дальнейшей экспериментальной проверке.

Вышеперечисленные допущения в формуле (7) для определения характеристик R вызвали необходимость ее корректировки путем введения поправок и дополнительных коэффициентов. Например, коэффициент условий работы γ_{c1} зависит от вида грунта и может изменяться от 1,1 до 1,4, а коэффициент γ_{c2} зависит от конструктивной схемы сооружения и изменяется от 1,0 до 1,4. В рассматриваемую формулу дополнительно также введен член, равный $(M_q - 1)$, который учитывает действие пригрузки в уровне подошвы фундамента от собственного веса грунта (бытовой нагрузки), а также эффект остаточного давления, которое может сохраняться после разработки котлована. При определении расчетного сопротивления грунта основания

R учитывается и степень достоверности определения расчетных характеристик грунта. Они (физические и прочностные) устанавливаются обычно экспериментально в полевых или лабораторных условиях, но в отдельных случаях при вычислении R могут приниматься на основании статистически обоснованных таблиц. В зависимости от способа установления расчетных характеристик грунта в рассматриваемую формулу СНиП 2.02.01-83* вводится коэффициент надежности K , который изменяется в пределах от 1,0 до 1,1 [31].

В случае проектирования фундаментов больших размеров (ширина подошвы b более 10 м) зоны сдвигов под краями фундаментов оказываются, как правило, настолько значительными, что могут привести к местной потере устойчивости основания. Для искусственного уменьшения глубины развития зон сдвигов в формулу для определения характеристик R введен коэффициент K_z , который при проектировании фундаментов с шириной более 10 м принимается меньше единицы [31].

Таким образом, за счет введения поправок и дополнительных коэффициентов область применения формулы для определения R значительно расширилась, и в настоящее время она распространяется практически на любые фундаменты мелкого заложения. Однако эта формула не учитывает в явном виде изменения свойств грунтов во времени, процессы их опрессовки длительно действующим давлением и другие особенности работы оснований и фундаментов реконструируемых зданий. По данным П.А. Коновалова [5] и А.Г. Ройтмана [28] и других исследователей, установлено, что для глинистых грунтов при длительной эксплуатации зданий (более 15 лет) значения характеристик R обычно увеличиваются за счет улучшения свойств грунтов при их уплотнении давлением зданий и могут несколько уменьшаться (в меньшей степени) в результате повышения влажности грунта в пределах пятна застройки.

Для песчаных грунтов значения характеристик R увеличиваются за счет уплотнения оснований массой зданий и практически не уменьшаются при повышении влажности песчаного грунта. Поэтому в расчетах оснований фундаментов реконструируемых, восстанавливаемых зданий значения R следует принимать несколько большими (повышенными) по сравнению со значениями R , установленными по СНиП 2.02.01-83*. Увеличение характеристик R за счет улучшения свойств грунтов в основании фундаментов длительно эксплуатируемых зданий (более 15 лет), по разным источникам, может достигать 40–56% для глинистых и 38–70% для песчаных грунтов [5, 28, 31].

Методы определения расчетного сопротивления уплотненного (давлением зданий) грунта основания к настоящему времени разработаны пока недостаточно. Впервые сведения по повышению допускаемого (расчетного, нормативного) давления на грунты основания, уплотнившиеся под воздействием длительной нагрузки от массы зданий, появились в технической литературе в 30-е годы. Новое (повышенное) допускаемое давление на грунт основания R' рекомендовалось определять по допускаемому давлению R , принятому при проектировании для нового строительства, с повышающими коэффициентами 1,1–1,5 в зависимости от вида грунта [5].

Позднее, в нормах 1941 года (У-21-41), разработанных для строительства в условиях военного времени, разрешалось увеличивать давление на грунты основания под подошвой зданий и сооружений для всех случаев реконструкции. Это повышение рекомендовалось производить до значений, превышающих допускаемое давление R по нормам проектирования для нового строительства на 40%. Однако оговаривалось, что повышение возможно, если в существующем здании не наблюдается трещин от неравномерных осадок.

В транспортном строительстве с 1947 года допускалось

увеличивать давление на фундаменты до 25%, если они прослужили не менее 20 лет и не имели дефектов [5]. Примерно такие же указания, но с большим повышением значений R , были заложены в строительные нормы 1956 года (НиТУ 137-56), которые предусматривали, что «расчетное сопротивление грунта под фундаментами зданий и сооружений при их конструировании может быть повышено до 40% в зависимости от влажности грунта и состояния конструкций по результатам обследования» [31].

В строительных нормах 1962 года (СНиП П-Б.1-62) также разрешалось повышать допускаемое давление R на грунт под существующими фундаментами до 20% при достаточной их прочности. В последующих нормативных документах 1974 года (СНиП П-15-74) и 1983 года (СНиП 2.02.01-83*) по проектированию оснований зданий и сооружений никаких указаний о возможности увеличения расчетного давления на грунты оснований эксплуатируемых зданий не давалось [5].

В 1970 году В.А. Зурнаджи и М.П. Филатовой [56] было предложено определять повышенное допускаемое давление на грунт под существующими зданиями R'' из условия

$$R'' = K_z \sigma_p, \quad (3.1)$$

где σ_p – расчетное давление на грунт под существующим зданием, кПа; K_z – повышающий коэффициент, определяемый в зависимости от вида грунта, его влажности, расчетного давления по подошве фундамента σ_p и времени эксплуатации здания.

Для определения значений повышающего коэффициента K_z , В.А. Зурнаджи и М.П. Филатовой составлена таблица, значения из которой, по их мнению, должны рассматриваться как ориентировочные данные [56]. Например, для лессовидных суглинков при σ_p от 100 до 300 кПа, влажности грунта от 5 до 20% и сроке эксплуатации здания до 25 лет и более значения K_z изменяются от 1,0 до 1,4. Для пес-

ков различной крупности и плотности сложения, независимо от их влажности, при σ_p от 100 до 400 кПа и сроке эксплуатации здания от 5 до 25 лет и более значение K_z изменяются от 1,1 до 1,5.

В 1972 году Е.В. Поляковым и В.К. Соколовым [5] на основе обобщения большого опыта реконструкции зданий было предложено в случае надстройки этажей определять новое допускаемое давление на грунт основания R' с учетом его опрессовки во время эксплуатации существующего здания. Для этого авторами предложена формула

$$R' = K_n R^n, \quad (3.2)$$

где R^n – нормативное (расчетное) сопротивление грунта основания, определяемое как для нового строительства, кПа; K_n – коэффициент увеличения сопротивления грунта, принимаемый в зависимости от отношения p_0/R^n (p_0 – фактическое давление на грунт основания до надстройки, кПа), изменяется от 1,0 до 1,5.

Применение формулы (3.2) допускается при сроке службы надстраиваемого здания не менее 3 лет для песчаных, 5 лет – для супесчаных и 8 лет – для глинистых грунтов.

Обобщая приемы определения допускаемого (нормативного, расчетного) давления на грунты основания длительно эксплуатируемых зданий, разработанные в период до 1972 года, следует отметить их простоту и наглядность. Однако проблема безопасной эксплуатации реконструируемых зданий при использовании этих приемов полностью не решалась, так как при проектировании не учитывались возможные осадки и неравномерные деформации фундаментов.

П.А. Коноваловым совместно с А.Г. Ройтманом и др. (1970–1972) был предложен метод определения характеристики R' для песчаных и глинистых грунтов, который учитывает эффект обжатия (уплотнения) основания давлением от фундаментов зданий, а также степень реализа-

ции предельной осадки фундаментов здания за период его эксплуатации. Значение расчетного сопротивления уплотненного грунта основания R' , согласно данному методу, может быть получено из выражения [5, 57, 7]

$$R' = Rm K_s, \quad (3.3)$$

где R – расчетное сопротивление грунта основания при его естественном залегании (без учета уплотнения), определяемое по СНиП 2.02.01-83*, кПа; m – коэффициент, учитывающий изменение физико-механических свойств грунтов (степень обжатия грунтов) основания под фундаментом за период эксплуатации здания; K_s – коэффициент, учитывающий степень реализации (использования) предельной осадки фундамента за период эксплуатации здания.

Значение коэффициента m изменяется от 1,0 до 1,3 и принимается в зависимости от отношения среднего давления по подошве эксплуатируемого фундамента p к расчетному сопротивлению естественного (неуплотненного) грунта основания R , которое принималось при первоначальном проектировании объекта. При p/R более 0,8 (степень обжатия грунтов более 80%) коэффициент $m = 1,3$, при $0,7 < p/R < 0,8$ (от 70 до 80%) $m = 1,15$ и при p/R менее 0,7 (менее 70%) коэффициент $m = 1,0$. Отношение $p/R = 1$ соответствует случаю полного использования расчетного сопротивления грунта в рамках расчета основания по второй группе предельных состояний.

Однако, как показывает опыт реконструкции и восстановления зданий (сооружений), несущая способность оснований зачастую используется нерационально. Имеются данные, когда фактическое давление по подошве фундаментов реконструируемых или восстанавливаемых зданий составляет всего 20–30% от расчетного сопротивления естественного (неуплотненного) грунта. В этом случае эффект обжатия основания давлением от фундаментов является несущественным. Наибольший эффект уплотнения

грунтов основания за период эксплуатации зданий (сооружений) происходит в том случае, когда давление по подошве фундаментов составляет 80% и более от расчетного сопротивления естественного (неуплотненного) грунта ($p \geq 0,8R$). Ряд ученых (Б.И. Далматов, В.М. Улицкий и др., 1983–1985) считает, что эффект обжатия основания целесообразно учитывать, если давление от фундамента составляет 50% и более от расчетного сопротивления естественного (неуплотненного) грунта основания R , которое принималось на стадии первоначального проектирования ($p \geq 0,5R$). Поэтому, в отличие от П.А. Коновалова, А.Г. Ройтмана и др., они предлагают [58, 59] принимать значения коэффициента m в формуле (3.3) при другом (меньшем) интервале изменений отношения p/R .

Значение коэффициента K_s в формуле (3.3) изменяется от 1,0 до 1,4 в зависимости от того, насколько полно реализована предельная осадка фундамента S_u для рассматриваемого здания за период его эксплуатации. Наибольшее значение коэффициента K_s принимается в том случае, когда расчетная (фактическая) осадка фундамента S существующего здания, установленная при фактическом давлении p , составляет менее 20% от предельно допустимой S_u ($S < 0,2S_u$). Если расчетная (фактическая) осадка фундамента существующего здания S более 70% от предельно допустимой S_u ($S > 0,7S_u$), то значение коэффициента K_s равно 1.

В 1972 году Ю.И. Дворкиным [60] и Е.А. Сорочаном [31, 61] был предложен метод для определения повышенного расчетного сопротивления песчаного грунта, который учитывает улучшение во времени его строительных свойств. Согласно этому методу, повышенное расчетное сопротивление песчаного грунта R_c (расчетное сопротивление уплотненного грунта) определяется как

$$R_c = R_t K_E, \quad (3.4)$$

где R – расчетное сопротивление песчаного грунта основания, установленного по СНиП 0.02.01-83* с учетом эмпирических зависимостей (1.1)–(1.4), кПа; K_E – коэффициент, учитывающий улучшение строительных свойств грунта в результате его уплотнения.

Анализируя рассмотренные выше методы определения расчетного сопротивления уплотненного (массой зданий) грунта основания, можно показать, что все они распространяются только на определенные типы грунтов. Метод, предложенный Ю.И. Дворкиным и Е.А. Сорочаном [60, 61, 31], распространяется только на песчаные грунты разного гранулометрического состава и влажности. Метод П.А. Коновалова, А.Г. Ройтмана и др. [5, 7] распространяется, кроме песчаных грунтов, и на связные с показателем текучести $J_L \leq 0,5$ при сроке эксплуатации зданий не менее 15 лет. Метод В.А. Зурнаджи и М.П. Филатовой [56], по мнению самих авторов, может рассматриваться только как ориентировочный. Вышеизложенное свидетельствует о том, что рассмотренные методы определения характеристик расчетного сопротивления грунта основания, уплотненного давлением от фундаментов реконструируемых, восстанавливаемых зданий, имеют ограниченную область применения и нуждаются в дальнейшем совершенствовании.

3.3. ПРОВЕРОЧНЫЕ РАСЧЕТЫ РАЗМЕРОВ ПОДОШВЫ ФУНДАМЕНТОВ

В настоящее время размеры подошвы внецентренно нагруженных фундаментов (существующих и дополнительно возводимых) реконструируемых зданий назначаются исходя из условий

$$p \leq R, \quad (3.5)$$

$$p_{\max} \leq 1,2R, \quad (3.6)$$

$$p^c_{\max} \leq 1,5R, \quad (3.7)$$

а для некоторых видов отдельных внецентренно нагруженных фундаментов — и из дополнительного условия

$$\varepsilon \leq \varepsilon_w \quad (3.8)$$

где все обозначения приняты согласно [36, 47, 48]. Особенность расчетов по (3.5)–(3.8) для реконструируемых и восстанавливаемых зданий заключается в том, что параметры p , p_{max} , p_{max}^c должны определяться с учетом дополнительных нагрузок на фундаменты, а характеристика R — с учетом эффекта обжатия грунта давлением длительно эксплуатируемых зданий. Полученные при этом по (3.5)–(3.8) размеры фундаментов реконструируемых зданий должны также удовлетворять требованиям расчетов деформаций основания, которые рассматриваются ниже (разд. 3.4 и 3.5). В случае центрального нагружения фундаментов реконструируемых зданий проверяется только одно условие (3.5), так как $p_{max} = p_{min} = p$.

Проверочные расчеты размеров подошвы новых (дополнительно возводимых) фундаментов, реконструируемых и восстанавливаемых зданий ведутся обычно методом последовательных приближений, что вызывает определенные сложности, особенно при действии нескольких сочетаний нагрузок и непрямоугольной форме фундаментов в плане. В качестве первого приближения в (3.5)–(3.8) принимают аналогичные размеры уже существующих фундаментов реконструируемых зданий. Если при этом (с учетом изменившихся нагрузок) условия (3.5)–(3.8) выполняются, то данный этап расчета считается законченным и переходят к проверке требований расчетов деформаций оснований реконструируемых зданий. Если же условия (3.5)–(3.8) не выполняются (с учетом изменившихся нагрузок), то задаются другими размерами подошвы и расчет повторяют.

Анализируя результаты определения размеров подошвы фундаментов реконструируемых зданий по данному методу, можно отметить следующее. Метод достаточно прост

в использовании. Однако, чтобы добиться выполнения условий (3.5)–(3.8) с заданной точностью для новых (дополнительно возводимых) фундаментов, приходится выполнять, как правило, от 2 до 5 попыток. При этом нет абсолютно никакой гарантии, что выбранные размеры подошвы фундаментов являются оптимальными, особенно при действии нескольких сочетаний нагрузок. Объясняется это тем, что наложение ограничений в условиях (3.5) и (3.7) путем введения коэффициента со значениями 1,2 или 1,5 (обозначим этот коэффициент через ψ_R) нельзя признать достаточно обоснованным, так как пока отсутствуют исследования о пределах применимости этого коэффициента ψ_R . В настоящее время, согласно действующим нормативным документам [48], коэффициенты $\psi_R=1,2$ и $\psi_R=1,5$ не зависят от величины действующих на фундамент моментов сил (ΣM_x , ΣM_y), и при их уменьшении значения коэффициента ψ_R также должны уменьшаться (при $\Sigma M_x = \Sigma M_y = 0$, $\psi_R = 1$). Кроме того, вряд ли можно признать обоснованным положение о том, что значение ψ_R равно 1,5 при действии моментов сил в двух взаимно перпендикулярных, но существенно отличающихся друг от друга по величине направлениях ($\Sigma M_x \neq \Sigma M_y \neq 0$) [49].

Следует также отметить, что в условиях реконструкции при проектировании новых фундаментов с прямоугольной формой подошвы соотношением сторон подошвы $\eta = b/a$ приходится задаваться произвольно, что не позволяет при расчете выбрать оптимальное решение.

Для назначения размеров подошвы новых (дополнительно возводимых) центрально и внецентренно нагруженных фундаментов реконструируемых, восстанавливаемых зданий используется также ряд других аналитических и графических методов, которые являются развитием метода последовательных приближений. Из числа методов определения размеров подошвы при центральном нагружении можно отметить такие, как упрощенный способ О.В. Снеж-

ко (1978), графический метод Н.В. Лалеткина (1965) и другие [50, 51 и др.].

Для определения размеров подошвы прямоугольных, квадратных и ленточных новых (дополнительно возводимых) фундаментов реконструируемых и восстанавливаемых зданий можно пользоваться уравнениями, приведенными в табл. 3.1. Эти уравнения получены автором путем преобразования условий (3.5) и (3.6) при заданном или неизвестном значении расчетного сопротивления грунта основания R и позволяют за один прием определить один из искомых размеров подошвы фундамента (стороны a или b) реконструируемого или восстанавливаемого здания. С помощью предлагаемых уравнений (табл. 3.1) определяются размеры подошвы новых фундаментов зданий для случаев, когда минимальное давление по подошве $p_{\min}$ с учетом дополнительных нагрузок не меньше нуля:

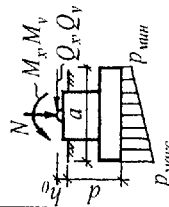
$$p_{\min} \geq 0 \quad (3.9)$$

(отсутствует частичный отрыв подошвы фундамента от грунта основания).

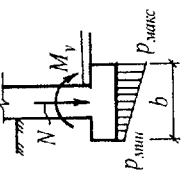
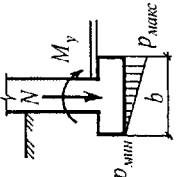
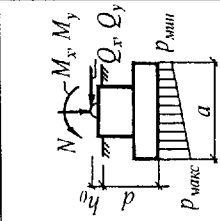
Такой подход при назначении размеров подошвы внецентренно нагруженных фундаментов излагается в работах М.И. Швехмана (1958), В.А. Веселова (1978), Б.И. Далматова (1964), Е.А. Сорочана и др. (1987), А.Н. Гайдукова (1987) и других.

Контрольным требованием после определения размеров подошвы фундамента реконструируемого здания (сооружения) из уравнений табл. 3.1. является выборочная проверка условий (3.5)–(3.9). При этом, если установленные размеры подошвы фундаментов реконструируемых зданий окажутся больше существующих, то разрабатывают конструктивное решение наращивания существующей опорной площади фундаментов до требуемой или принимают другой способ усиления [45].

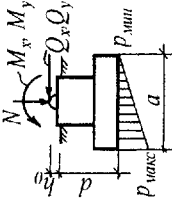
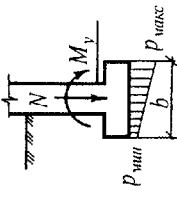
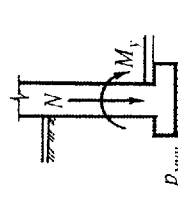
Таблица 3.1
Определение размеров подошвы внецентренно нагруженных фундаментов (прямоугольных, квадратных, ленточных)

Фундаменты	Сведения о расчетном сопротивлении грунта	Данные для определения размеров подошвы фундаментов		
		схемы нагрузок и эпюр по подошве	необходимые условия для расчета	уравнения для вычисления размеров подошвы b или a
1	2	3	4	5
Столбчатый (с прямоугольной или квадратной подошвой)	Задано		$P_{\max} = \psi_R R$, $\psi_R = 1,2$ при $\begin{cases} \Sigma M_x \neq 0, \Sigma M_y = 0, \\ \Sigma M_x = 0, \Sigma M_y \neq 0; \end{cases}$ $\psi_R = 1,5$ при $\Sigma M_x \neq 0, \Sigma M_y \neq 0$; $\eta = b/a = 0,5-0,8$	$(\psi_R R - \bar{\gamma} d) b^3 - \eta N b - m = 0$ или $(\psi_R R - \bar{\gamma} d) \eta a^3 - N \eta a - m_2 = 0$
			$P_{\min} = 0$, $\eta = b/a = 0,5-0,8$	$\bar{\gamma} d b^3 + \eta N b - m = 0$ или $\bar{\gamma} d \eta a^3 + N \eta a - m_2 = 0$

Продолжение табл. 3.1

1	2	3	4	5
Ленточный	Задано		$p_{\max} = \psi_R R,$ $\psi_R = 1,2, \Sigma M_x = 0,$ $\eta = b/a, a = 1$	$(\psi_R R - \bar{\gamma} d)^3 - Nb -$ $- 6M_y = 0$
	Задано		$p_{\min} = 0,$ $M_x = 0,$ $\eta = b/a, a = 1$	$\bar{\gamma} d b^2 + Nb - 6M_y = 0$
Столбчатый (с прямоугольной или квадратной подошвой)	Неизвестно		$p_{\max} = \psi_R R,$ $\psi_R = 1,2$ при $\begin{cases} \Sigma M_x \neq 0, \Sigma M_y = 0, \\ \Sigma M_x = 0, \Sigma M_y \neq 0; \end{cases}$ $\psi_R = 1,5$ при $\Sigma M_x \neq 0, \Sigma M_y \neq 0,$ $\eta = b/a = 0,5-0,8$	$\psi_R m_0 b^4 + (\psi_R R_{b=0} - \bar{\gamma} d)^3 b^3 -$ $- \eta Nb - m = 0$ или $\psi_R m_0 \eta^3 a^4 +$ $+ (\psi_R R_{b=0} - \bar{\gamma} d)^2 \eta^2 a^3 -$ $- \eta Na - m_2 = 0$

Окончание табл. 3.1

1	2	3	4	5
Столбчатый (с прямоугольной или квадратной подошвой)	Неизвестно		$p_{\min} = 0$, $\eta = b/a = 0,5-0,8$	$\bar{\gamma}db^3 + \eta Nb - m = 0$ или $\bar{\gamma}d\eta^2 a^3 + N\eta a - m_2 = 0$
Ленточный	Неизвестно		$p_{\max} = \psi R$, $\psi_R = 1,2$, $M_x = 0$, $\eta = b/a$, $a = 1$	$\psi_R m_0 b^3 +$ $+ (\psi_R R_{b=0} - \bar{\gamma}d)b^2 -$ $- Nb - 6M_y = 0$
	Неизвестно		$p_{\min} = 0$, $M_x = 0$, $\eta = b/a$, $a = 1$	$\bar{\gamma}db^2 + Nb - 6M_y = 0$

Принятые обозначения в табл. 3.1:

N, M_x, M_y – соответственно вертикальная сила (без учета нагрузки от веса фундамента) и моменты сил, действующие на фундамент, кН, кН·м. Для ленточных фундаментов принимается нагрузка на участке длиной $a = 1$ м;

Q_x, Q_y – поперечные силы, действующие на фундамент, кН;

$p_{\max}, p_{\min}$ – соответственно максимальное и минимальное давления по подошве фундамента, кПа;

b, a – соответственно меньшая и большая сторона подошвы столбчатого фундамента, м. Для ленточных фундаментов размер b соответствует ширине подошвы, а размер a – участку длины $a = 1$ м;

R – расчетное сопротивление грунта основания, определяемое по СНиП 2.02.01-83*, кПа;

$R_{b=0}$ – то же при фиксированной ширине подошвы фундамента $b = 0$ (или $b = 1$), кПа;

η – соотношение сторон подошвы фундамента;

ψ_R – коэффициент, принимаемый равным: $\psi_R = 1,2$ – при определении давления под краем фундамента, $\psi_R = 1,5$ – то же в угловой точке;

$\bar{\gamma}$ – осредненное значение удельного веса материала фундамента и грунта на его обрезах: $\bar{\gamma} = 20\text{--}22$ кН/м³;

d – глубина заложения подошвы фундамента, м;

m, m_0, m_2 – коэффициенты, принимаемые равными:

$$m = 6\eta (\Sigma M_x \eta + M_y) ;$$

$$m_0 = \frac{\gamma_{c1} \gamma_{c2}}{K} M_y K_z \gamma_{11} ; m_2 = 6(\Sigma M_x \eta + \Sigma M_y) ,$$

где $\gamma_{c1}, \gamma_{c2}, K, M_y, K_z, \gamma_{11}$ – обозначения, принятые по СНиП 2.02.01-83* для расчетного сопротивления грунта основания R .

Аналогичным образом автором были получены уравнения для определения размеров внецентренно и центрально нагруженных фундаментов реконструируемых зданий (сооружений) с круглой и кольцевой формой подошвы, которые приведены в работах [45, 49].

Анализ многочисленных результатов расчетов по предлагаемым уравнениям (табл. 3.1) свидетельствует об их простоте в использовании (хотя приходится решать уравнения третьей, четвертой и пятой степени, что не является препятствием для ЭВМ). Однако в целом такой прием определения размеров подошвы фундаментов реконструируемых зданий (сооружений) не уменьшает трудоемкости инженерных вычислений по сравнению с методом последовательных приближений.

Для некоторых типов фундаментов реконструируемых зданий размеры подошвы могут назначаться с помощью номограмм, упрощающих расчеты. Такие номограммы предложены в работах М.А. Ситникова (1976), Б.И. Далматова и др. (1964), В.Ф. Разоренова (1978), М.А. Рыбина и др. (1990). Номограммы просты в использовании, но область их применения ограничена. Они предназначены в основном для проектирования центрально нагруженных прямоугольных и ленточных фундаментов. Для назначения размеров подошвы другой формы и проектирования внецентренно нагруженных фундаментов они, как правило, не используются.

Для определения размеров внецентренно нагруженных фундаментов с прямоугольной формой подошвы Л.Я. Бондарем предложен метод, согласно которому задаваться соотношением сторон подошвы не требуется [52]. Он вполне может быть использован при расчетах фундаментов реконструируемых зданий. Размер большой стороны (в плоскости действия момента M_0) определяется из выражения

$$a = \frac{6e_0 \cdot S}{R'(1-\bar{\epsilon})}, \quad (3.10)$$

а меньшей (из плоскости действия момента M_0) – как

$$b = 2N_0/S \cdot a. \quad (3.11)$$

В формулах (3.10) и (3.11) приняты следующие обозначения:

$$e_0 = \frac{(M_0 + Q_0 \cdot h_0)}{N_0}, \quad (3.11, a)$$

$$S = R'(1 + \bar{\varepsilon}) - 2\bar{\gamma} \cdot d, \quad (3.11, б)$$

$$\bar{\varepsilon} = p_{\min} / p_{\max}, \quad (3.11, в)$$

где M_0 , N_0 , Q_0 – соответственно, момент, нормальная и поперечная силы в уровне обреза фундамента; $p_{\max}$, $p_{\min}$, $\bar{\gamma}$, d – обозначения те же, что и в работах [36, 47, 48]; R' – повышенное на 20% расчетное сопротивление грунта основания: $R' = 1,2 R_0$ (здесь R_0 – табличное значение расчетного сопротивления грунта основания, определяемое по СНиП 2.02.01-83*).

Параметр $\bar{\varepsilon}$ (по Л.Я. Бондарю) характеризует допустимый вид эпюры контактных давлений.

Максимальное значение $\bar{\varepsilon} = 0,667$ соответствует трапециевидной форме эпюры с крайними значениями ординат $p_{\max} = 1,2R$ и $p_{\min} = 0,8R$.

Минимальное значение $\bar{\varepsilon} = -0,2$ соответствует двузначной форме эпюры контактных давлений с «отрывом» одного края, равным 25% размера подошвы.

Для определения параметра $\bar{\varepsilon}$ автором метода предложен специальный график, который позволяет установить этот параметр в зависимости от характеристик [52].

$$u_0 = 18e_0^2 \cdot R' / N_0. \quad (3.11, з)$$

$$n_0 = 2\bar{\gamma} \cdot d / R'. \quad (3.11, д)$$

При этом, по мнению автора метода, график дает возможность найти такое значение $\bar{\varepsilon}$, которое обеспечивает

соотношение сторон в интервале $a/b = 1,0-2,0$ и минимальную площадь подошвы фундамента при действующих на него нагрузках.

Предлагаемый Л.Я. Бондарем метод позволяет решать поставленную задачу по определению требуемых размеров подошвы внецентренно нагруженных фундаментов реконструируемых зданий прямым способом, и дополнительной проверки условий (3.5)–(3.9) не требуется. Такой подход значительно сокращает затраты времени на расчеты, и тем самым метод имеет преимущества по сравнению с другими. Однако он не лишен недостатков, которые сводятся к следующему.

1. Определение размеров подошвы по данному методу производится для случаев заданного расчетного сопротивления грунта основания R (или по ориентировочным табличным значениям R_0), что ограничивает область его применения в условиях реконструкции зданий.
2. Эксцентриситет e_0 в формуле (3.11, а) определяется без учета нагрузки от собственного веса фундамента и грунта на его обрезах, что вносит погрешности в конечные результаты расчета (особенно при значительной глубине заложения d и вертикальной нагрузке N_0).

Таким образом, рассмотренные выше методы определения размеров подошвы фундаментов (существующих и дополнительно возводимых) реконструируемых зданий свидетельствуют о том, что в настоящее время наибольшее распространение получил метод последовательных приближений. К основным недостаткам этого метода относятся его трудоемкость и отсутствие обоснованного подхода для получения оптимальных размеров подошвы. Другие рассмотренные выше методы являются в основном развитием метода последовательных приближений и не уменьшают существенно трудоемкости вычислений, особенно при действии нескольких сочетаний нагрузок. По-

этому необходимо дальнейшее совершенствование методов расчета оптимальных размеров фундаментов реконструируемых и восстанавливаемых зданий.

3.4. РАСЧЕТ ОСНОВАНИЙ ФУНДАМЕНТОВ ПО ПРЕДЕЛЬНЫМ СОСТОЯНИЯМ

Расчет оснований по несущей способности (первое предельное состояние) для условий реконструкции и восстановления зданий должен производиться при увеличении нагрузок в следующих случаях [5, 58]:

- 1) на основание передаются значительные горизонтальные нагрузки (подпорные стены, фундаменты распорных конструкций и т.д.), в том числе сейсмические;
- 2) здание, сооружение расположено на откосе или вблизи бровки откоса;
- 3) основание сложено водонасыщенными глинистыми и заторфованными грунтами (слабыми) при степени влажности $S_r \geq 0,85$ и коэффициенте консолидации $C_v \geq 1 \cdot 10^7$ см²/год;
- 4) основание сложено скальными грунтами.

Наибольший практический интерес для расчета оснований реконструируемых зданий по несущей способности представляет собой третий случай.

Целью расчета оснований по несущей способности является обеспечение прочности и устойчивости нескальных оснований, а также недопущение сдвига фундаментов по подошве и его опрокидывания.

Принимаемая в расчете схема разрушения основания должна быть статически и кинематически возможной для данного фундамента или реконструируемого сооружения в целом.

В общем случае расчет оснований реконструируемых зданий по несущей способности производится исходя из условия

$$F_c \leq \frac{\gamma_c \cdot F_u^{ynl}}{\gamma_n}, \quad (3.12)$$

где F_c – расчетная нагрузка на основание после реконструкции с учетом дополнительных нагрузок, кН; F_u^{ynl} – сила предельного сопротивления с учетом изменения свойств грунтов в процессе эксплуатации реконструируемого здания (предельная несущая способность), кН; γ_c – коэффициент условий работы, принимаемый равным:

для песков, кроме пылеватых $\gamma_c = 1,0$;

для песков пылеватых, а также глинистых
грунтов в стабилизированном состоянии $\gamma_c = 0,9$;

для глинистых грунтов в нестабилизиро-
ванном состоянии $\gamma_c = 0,85$;

для скальных грунтов:

невыветрелых и слабыветрелых $\gamma_c = 1,0$;

выветрелых $\gamma_c = 0,9$;

сильновыветрелых $\gamma_c = 0,8$.

γ_n – коэффициент надежности по назначению сооружений (зданий), принимаемый равным 1,2, 1,15 и 1,10 соответственно для зданий и сооружений I, II и III классов*.

В расчетах оснований по несущей способности с учетом дополнительных эксплуатационных нагрузок на существующие фундаменты используют обычно расчетные характеристики сопротивления уплотненных грунтов сдвигу: φ_1 – угол внутреннего трения, град; C_1 – удельное сцепление, кПа.

Расчетные значения φ_1 и C_1 определяют в соответствии с требованиями п.п. 2.10–2.16 СНиП 2.02.01-83* [48].

* Класс ответственности зданий и сооружений принят согласно Правилам учета степени ответственности зданий и сооружений при проектировании конструкций, утвержденным Госстроем России.

Условие (3.12) подразумевает ряд расчетов по несущей способности в зависимости от конкретных условий, которые определяют выбор расчетной схемы. Некоторые из таких расчетов выполняются методом последовательных приближений, иногда достаточно трудоемким [5]. При выборе расчетной схемы следует учитывать характер нагрузок на основание (вертикальность, наклон, эксцентриситет), форму фундамента (ленточный, прямоугольный и пр.), условия залегания подошвы фундамента (горизонтально, наклонно с наличием зуба и пр.), характеристику основания (вид и свойства грунта, однородность геологического строения, наличие подземных вод и др.). Если грунт основания или подземная часть здания находятся ниже уровня подземных вод, учитывают взвешивающее действие воды [36, 47]. Взвешивание водой грунта и фундамента значительно снижает их устойчивость, особенно в условиях, когда происходит увеличение эксплуатационных нагрузок.

В частности, при повышении нагрузок на фундаменты, согласно СНиП 2.02.01-83*, вертикальную составляющую силы предельного сопротивления N_u^{yn} (предельную несущую способность) уплотненного основания, сложенного несколькими грунтами в стабилизированном состоянии (рис. 3.1), допускается определять по формуле [47, 48]:

$$N_u^{yn} = a' \cdot b' \cdot (N_\gamma \cdot \xi_\gamma \cdot b' \cdot \gamma_1 + N_q \cdot \xi_q \cdot d \cdot \gamma'_1 + N_c \cdot \xi_c \cdot C_1), \quad (3.13)$$

где a' , b' – соответственно приведенные длина и ширина фундамента, вычисляемые по формулам:

$$a' = a - 2 \cdot e_a; \quad b' = b - 2 \cdot e_b. \quad (3.13, a)$$

Здесь e_a , e_b – соответственно эксцентриситеты приложения равнодействующей нагрузок в направлении продольной и поперечной осей фундамента, м; a , b – соответственно длина и ширина фундамента, причем символом a обо-

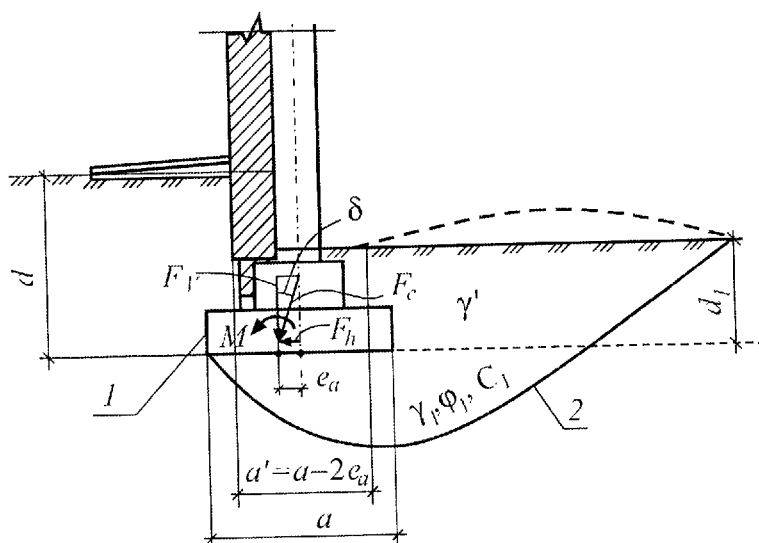


Рис. 3.1. Схема к определению предельной несущей способности уплотненного основания $N_{u, \text{упл}}$: 1 – фундамент; 2 – поверхность скольжения при выпоре грунта из-под подошвы

значена сторона, в направлении которой предполагается потеря устойчивости основания, m ; N_p , N_q , N_c – безразмерные коэффициенты несущей способности основания, принимаемые по [48] в зависимости от расчетного значения угла внутреннего трения уплотненного грунта ϕ_1 и приведенного угла наклона к вертикали δ равнодействующей внешней нагрузки на уплотненное основание F_c (с учетом дополнительных эксплуатационных нагрузок) в уровне подошвы фундамента; γ_1 , γ'_1 – фактические расчетные значения удельного веса грунтов (кН/м^3), находящихся в пределах возможной призмы выпирания соответственно ниже и выше подошвы фундамента (при наличии подземных вод определяется с учетом взвешивающего действия воды);

C_1 – расчетное значение удельного сцепления уплотненного грунта, кПа; d – глубина заложения фундамента, м (в случае неодинаковой вертикальной пригрузки с разных сторон фундамента принимается значение d_1 , соответствующее наименьшей пригрузке, например, со стороны подвала); ξ_y, ξ_q, ξ_c – коэффициенты формы фундамента, определяемые по формулам:

$$\xi_y = 1 - \frac{0,25}{\eta}; \quad \xi_q = 1 + \frac{1,5}{\eta}; \quad \xi_c = 1 + \frac{0,3}{\eta}, \quad (3.13, б)$$

$\eta = b/a$ (a, b – то же, что и в табл. 3.1). Если $\eta > 1$, в формулах (3.13, б) следует принимать $\eta = 1$.

Угол наклона к вертикали δ (рис. 3.1) равнодействующей внешней нагрузки F_c на основание определяется из условия

$$\operatorname{tg} \delta = \frac{F_h}{F_v}, \quad (3.14)$$

где F_h и F_v – соответственно горизонтальная и вертикальная составляющие расчетной нагрузки на основание F_c в уровне подошвы фундамента с учетом его дополнительного заглубления.

Формулу (3.13) допускается применять, если фундамент имеет плоскую подошву, грунты основания ниже подошвы однородны до глубины не менее ее ширины, а в случае различной вертикальной пригрузки с разных сторон фундамента большая из них не превышает $0,5R$ (R – расчетное сопротивление грунта основания, определяемое по одной из методик раздела 3.2), а также если соблюдается условие

$$\operatorname{tg} \delta < \sin \varphi_1. \quad (3.14, а)$$

При использовании формулы (3.13) в случае неодинаковой пригрузки с разных сторон фундамента в составе

горизонтальных нагрузок следует учитывать горизонтальное давление грунта. Если условие (3.14, а) не выполняется, то следует производить расчет фундамента на сдвиг по подошве, а в отдельных случаях – расчет основания по несущей способности графоаналитическими методами [36, 48]. В случае, если от силы F_h и момента M (рис. 3.1) смещения, вызываемые каждым из них, направлены в различные стороны, то следует производить два варианта расчета, принимая $F_h = 0$ или $e = 0$. Пригрузка от веса пола заменяется эквивалентной нагрузкой грунтом с удельным весом γ_1 .

При расчете оснований по несущей способности с учетом действия на фундаменты дополнительных эксплуатационных нагрузок с использованием формулы (3.13) необходимо также учитывать, что при соотношении сторон $\eta > 5$ (формула 3.13, б) и коэффициенты ξ_{γ_p} , ξ_{γ_q} , ξ_c принимаются равными единице.

Значения расчетных характеристик γ_1 , ϕ_1 , C_1 , необходимых для вычисления N_u^{yn} по формуле (3.13), устанавливаются по результатам непосредственных испытаний образцов грунта, отобранных из уплотненной зоны под фундаментом. В этом случае получаются наиболее достоверные результаты расчета предельной несущей способности N_u^{yn} уплотненного основания. Если же по каким-либо причинам отобрать и провести непосредственные испытания грунтов не удастся, то для определения прочностных характеристик уплотненных грунтов ϕ_1 и C_1 могут быть использованы косвенные методы (см. разд. 1.2). Допускаются также нормативные значения прочностных характеристик ϕ_n и C_n определить по их физическим характеристикам [48]. Расчетные же значения прочностных характеристик ϕ_1 и C_1 в этом случае принимаются при следующих значениях коэффициента надежности по грунту: для удельного сцепления $\gamma_g = 1,5$; для угла внутреннего трения песчаных грунтов $\gamma_g = 1,1$; для глинистых грунтов $\gamma_g = 1,15$.

Целью расчета оснований по деформациям (второе предельное состояние) является ограничение абсолютных или относительных перемещений фундаментов и надфундаментных конструкций такими пределами, при которых гарантируется нормальная эксплуатация здания и не снижается его долговечность (вследствие появления недопустимых осадок, подъемов, кренов, изменений проектных уровней и положений конструкций, расстройств их соединений и т.п.).

В общем случае расчет оснований по деформациям производится исходя из условия $S \leq S_u$, где S – совместная деформация основания здания или сооружения, найденная расчетом; S_u – предельная совместная деформация основания и сооружения, определяемая по СНиП 2.02.01-83*.

Для реконструируемых зданий, деформации оснований которых стабилизировались за период эксплуатации, вычисляют обычно только осадку от действия дополнительных нагрузок S_q . В случае, если деформации оснований реконструируемого здания не стабилизировались, вычисляют осадку от действия как ранее существующих, так и дополнительных нагрузок на фундаменты.

Наличие уплотненной зоны грунта в основании фундаментов учитывают, вводя в расчет осадки фактическое значение модуля деформации, выявленное при обследовании оснований эксплуатируемого сооружения по глубине сжимаемой толщи. Предельно допустимую осадку реконструируемого здания устанавливают при его инженерно-геологическом и инженерно-конструкторском обследовании [5].

При выдержанном горизонтальном залегании слоев грунта в основании зданий (сооружений), как правило, допускается ограничение осадок фундаментов (с учетом их дополнительного нагружения) следующими условиями [127]:

$$S_{q, \text{макс}} \leq K_c \cdot S_{u, \text{макс}}, \quad (3.16)$$

$$S_q + S_p \leq \bar{S}_u, \quad (3.17)$$

где $S_{q, \text{макс}}$ – дополнительная максимальная осадка фундамента по расчету от действия дополнительных нагрузок после реконструкции здания; K_c – коэффициент снижения предельной осадки вследствие старения строительных конструкций (в порядке первого приближения допустимо принимать: при физическом износе здания 20% – $K_c = 0,4$; 30% – $K_c = 0,3$; при большем износе – $K_c = 0,2$); $S_{u, \text{макс}}$ – предельно допустимая максимальная осадка, регламентируемая прил. 4 СНиП 2.02.01-83*; S_q – дополнительная осадка фундамента по расчету, развивающаяся от увеличения нагрузок при реконструкции здания; S_p – средняя осадка здания (сооружения), полученная на момент реконструкции здания; $\bar{S}_u$ – предельно допустимая средняя осадка, которая регламентируется прил. 4 СНиП 2.02.01-83*.

Для ориентировочной оценки физического износа зданий могут быть использованы данные табл. 3.2 [137].

Значение $S_{q, \text{макс}}$ устанавливается для фундамента, получающего максимальную нагрузку при реконструкции, а S_q определяется не менее чем для трех типичных фундаментов, загруженных дополнительной нагрузкой с учетом влияния нагрузок от соседних фундаментов. В этом случае значение S_q определяется выражением [127]:

$$S_q = \sum_{i=1}^n \frac{S_{qi} \cdot A_i}{A_i}, \quad (3.17, a)$$

где A_i – площадь i -го фундамента; S_{qi} – дополнительная осадка от загрузки i -го фундамента реконструируемого здания с учетом влияния загрузки соседних фундаментов.

При выполнении расчетов необходимо также учитывать неравномерность осадок фундаментов реконструируемых зданий, исходя из условий [58]:

$$\Delta S_q \leq K_c \cdot \Delta S_u; \quad (3.18)$$

Таблица 3.2

Данные для ориентировочной оценки физического износа зданий (по В.Н. Кутукову)

Физический износ, %	Состояние несменяемых конструкций зданий	Состояние внутренних конструктивных элементов
0–20	Повреждений и дефектов нет. Нет также и следов устранения дефектов	Полы и потолки ровные, горизонтальные. Отсутствуют трещины в покрытиях и отделке
21–40	Повреждений и деформаций, в том числе искривлений, нет. Имеются местами следы различных ремонтов, в том числе небольших трещин в простенках и перемычках	Полы и потолки ровные, на потолках возможны волосяные трещины. На ступенях лестниц небольшое число повреждений. Окна и двери открываются с некоторым усилием
41–60	Имеется много следов ремонтов трещин и участков наружной отделки. Имеются места искривления горизонтальных линий и следы ликвидации их. Износ кладки стен характеризуется трещинами между блоками	Полы в отдельных местах зыбкие и с отклонениями от горизонтали. В потолках много трещин, ранее заделанных и появившихся вновь. Отдельные отставания покрытия пола (паркета, плиток). Большое число поврежденных ступеней лестничных маршей.
61–80	Имеются открытые трещины различного происхождения, в том числе от износа и перегрузки кладки. Большие искривления горизонтальных линий, а местами отклонение стен от вертикали	Большое число отклонений от горизонтали в полах, зыбкость и массовое повреждение и отсутствие покрытия пола. В потолках много мест с обвалившейся штукатуркой. Много перекошенных окон и дверей. Большое число поврежденных ступеней, перекосы маршей, щели между ступенями.

Окончание табл. 3.2

Физический износ в %	Состояние несменяемых конструкций зданий	Состояние внутренних конструктивных элементов
81–100	Здание в опасном состоянии. Участки стен разрушены, деформированы в проемах. Трещины по перемычкам, простенкам и по всем поверхностям стен. Возможны большие искривления горизонтальных линий и выпучивание стен	Полы с большим перекосами и уклонами. Заметные прогибы потолков. Окна и двери с гнилью в узлах и брусках. В маршах лестниц не хватает ступеней и перил. Внутренняя отделка полностью разрушена

$$\Delta S_q + \Delta S' \leq \Delta S_u, \quad (3.19)$$

где ΔS_q – величина дополнительной неравномерной осадки здания от увеличения нагрузки на фундамент; ΔS_u – предельно допустимая величина неравномерности осадки здания, принимаемая как относительная разность осадки согласно прил. 4 СНиП 2.02.01-83*; $\Delta S'$ – величина неравномерности осадки основания, определенная расчетом на момент реконструкции или установленная по данным наблюдений.

Неравномерность осадок фундаментов реконструируемых зданий может характеризоваться прогибом и выгибом, перекосом, креном, скручиванием, горизонтальным смещением. Для определения неравномерности осадки оснований обычно не учитывают совместность работы сооружения с основанием. Однако во всех случаях надо учитывать влияние загрузки соседних фундаментов.

Специалистами НИИОСПа им. Н.М. Герсевича (В.А. Ильичев, П.А. Коновалов, Н.С. Никифорова) длительное время исследовались деформации зданий истори-

Таблица 3.3

Предельные дополнительные деформации существующих зданий (по В.А. Ильичеву, П.А. Коновалову, Н.С. Никифоровой)

Конструктивные особенности здания	Категория состояния конструкций	Предельные дополнительные деформации			
		максимальная осадка $S_{\text{макс}}$, см	относительная разность осадок $\Delta s / L$	крен i	кривизна подошвы фундамента ρ , 1/м
Многоэтажные бескаркасные здания с несущими стенами из крупных блоков или кирпичной кладки без армирования	I	4,0	$2 \cdot 10^{-3}$	$2 \cdot 10^{-3}$	$1 \cdot 10^{-4}$
	II	3,0	$1 \cdot 10^{-3}$	$1 \cdot 10^{-3}$	$4 \cdot 10^{-4}$
	III	1,0	$7 \cdot 10^{-4}$	$7 \cdot 10^{-4}$	$8 \cdot 10^{-5}$
	IV	0,4	$4 \cdot 10^{-4}$	$4 \cdot 10^{-4}$	$5 \cdot 10^{-6}$
	IV*	0	0	0	0
Многоэтажные и одноэтажные здания исторической застройки или памятники архитектуры с несущими стенами из кирпичной кладки без армирования	I	—	—	—	—
	II	1,0	$6 \cdot 10^{-4}$	$6 \cdot 10^{-4}$	$2 \cdot 10^{-4}$
	III	0,4	$4 \cdot 10^{-4}$	$4 \cdot 10^{-4}$	$4 \cdot 10^{-5}$
	IV	0,2	$1 \cdot 10^{-4}$	$1 \cdot 10^{-4}$	$2 \cdot 10^{-6}$
	IV*	0	0	0	0

Примечание. Здания исторической застройки или памятники архитектуры не имеют I категорию состояния конструкций; IV категорию имеют здания, находящиеся в предаварийном состоянии; IV* категорию — находящиеся в аварийном состоянии.

ческой застройки г. Москвы, попадающих в зону влияния заглубленных сооружений*. Для оценки предельно допус-

* Ильичев В.А., Коновалов П.А., Никифорова Н.С. Влияние строительства заглубленных сооружений на существующую историческую застройку в Москве // Основания, фундаменты и механика грунтов. — 2001, — №4. — С. 19–24.

тимых дополнительных деформаций существующих зданий предложен критерий – кривизна подошвы фундаментов ρ (автор – В.А. Ильичев). Обобщенные данные визуально-инструментальных наблюдений представлены авторами в виде таблицы предельных дополнительных деформаций существующих зданий с различными конструктивными особенностями (максимальная осадка, относительная неравномерность осадок, крен, кривизна подошвы фундамента). Предложенные данные рекомендуется использовать для прогнозной оценки существующих зданий (в том числе зданий-памятников) при возведении вблизи них заглубленных сооружений (табл. 3.3).

Таким образом, расчеты оснований по предельным состояниям позволяют решать задачи проектирования фундаментов реконструируемых зданий.

3.5. ДЕФОРМАЦИИ ОСНОВАНИЙ ФУНДАМЕНТОВ РЕКОНСТРУИРУЕМЫХ И ВОССТАНАВЛИВАЕМЫХ ЗДАНИЙ

Для оценки эксплуатационной пригодности реконструируемых и восстанавливаемых зданий необходимо знать фактические деформации оснований (осадки и их неравномерности, прогибы, крены и др.), выявить, как они протекают во времени, когда заканчиваются и какие приращения деформаций оснований можно ожидать в случае повышения нагрузок на фундаменты. Значительный вклад в разработку данных вопросов в различное время внесли М.Ю. Абелев, А.А. Бартоломей, М.Н. Гольштейн, Б.И. Далматов, К.Е. Егоров, Ю.К. Зарецкий, В.А. Ильичев, П.А. Коновалов, В.И. Крутов, С.Г. Кушнер, С.Я. Кушнир, М.В. Малышев, В.В. Михеев, А.В. Пилягин, Е.А. Сорочан, В.Ф. Сидорчук, Р.А. Токарь, З.Г. Тер-Мартirosян, В.М. Улицкий, С.Б. Ухов, А.Б. Фадеев, Н.А. Цытович, И.И. Черкасов, В.Б. Шве́ц, Г.И. Швецов и другие.

Опыт эксплуатации зданий в обычных инженерно-геологических условиях (без наличия грунтов с неблагоприятными специфическими свойствами – просадочных, набухающих и др.) показывает, что фактические осадки основания фундаментов S_ϕ (далее осадки фундаментов) реконструируемых и восстанавливаемых зданий для подавляющего числа случаев меньше предельно допустимых значений S_w установленных нормами [5, 48, 62, 63]. Основное влияние на развитие осадок фундаментов оказывают вид и состояние грунтов, а также интенсивность увеличения давления по подошве фундаментов в процессе основного строительства. Осадки фундаментов зданий, введенных на песчаных грунтах, протекают сравнительно быстро и заканчиваются, как правило, за период их строительства. Это же положение относится к фундаментам зданий, построенных на глинистых грунтах твердой консистенции. Осадки фундаментов зданий, в основании которых залегают глинистые грунты от полутвердой до текучепластичной консистенции ($J_L > 0$), протекают длительное время. Известны примеры, когда осадки фундаментов стабилизировались лишь через 30–50 лет и более с момента начала строительства [20, 53, 55, 64]. По данным А.Г. Ройтмана и Н.Г. Смоленской [65], при прогнозе деформаций фундаментов на глинистых грунтах допускается принимать величину осадки за период строительства здания в размере 50% от ее расчетного значения. В процессе реконструкции (включая надстройку этажей) или капитального ремонта зданий происходит увеличение нагрузок на фундаменты. Как показывает опыт, это увеличение может происходить в 1,2–1,5 раза и более. По данным П.А. Коновалова [5], Б.И. Далматова и В.М. Улицкого [58] и др., приращение осадок фундаментов S_q от дополнительных нагрузок, как правило, незначительно и не превышает 3–4 см. Суммарная осадка фундаментов ($S_\phi + S_q$), вызванная давлением реконструируемых или восстанавливаемых

емых зданий с учетом дополнительных нагрузок, не достигает обычно предельно допустимых значений $S_{и}$.

В настоящее время для расчета конечных (стабилизированных) осадок фундаментов реконструируемых и восстанавливаемых зданий (с шириной подошвы b менее 10 м) действующие нормативные документы рекомендуют использовать метод послойного суммирования. В основу этого метода положена расчетная схема в виде линейно деформируемого полупространства с условным ограничением глубины сжимаемой толщины H_c . Расчет осадок S производится от среднего давления по подошве фундамента p_0 за вычетом напряжения (давления) от собственного веса грунта $\sigma_{zq, 0}$, извлекаемого при разработке котлована. Среднее давление определяют от расчетных нагрузок основного сочетания при коэффициенте надежности по нагрузке, равном единице (нормативные значения).

Экспериментальными исследованиями ряда организаций (НИИОСП им. Н.М. Герсевича, Киевского национального университета строительства и архитектуры, Одесской госакадемии строительства и архитектуры, АКХ им. К.Д. Памфилова и др.) для развития деформаций длительно эксплуатируемых зданий в обычных инженерно-геологических условиях (без наличия грунтов с неблагоприятными специфическими свойствами) установлено, что фактические стабилизированные осадки фундаментов S_ϕ составляют обычно 25–30% от расчетных значений S [5, 65]. Исключения составляют здания, возведенные на слабых сильно-сжимаемых грунтах, у которых фактические осадки фундаментов S_ϕ иногда превышают расчетные значения S (исследования МГСУ, СПбГАСУ, ТГАСУ и др.) [20, 66, 67]. Объясняется это тем, что заложенный в СНиП 2.02.02-83* критерий определения глубины сжимаемой толщи H_c как отношение дополнительного напряжения от фундамента σ_{zp} к напряжению от собственного веса грунта σ_{zq} на глубине, где выполняется условие $\sigma_{zp} \approx 0,2\sigma_{zq}$

(или $\sigma_{zp} \approx 0,1\sigma_{zq}$ для слабых грунтов), принят условно и практически не отражает фактическую картину напряженно-деформированного состояния основания (рис. 3.2). Глубина сжимаемой толщи H_c в песках плотных и средней плотности, а также глинистых грунтах твердой и тугопластичной консистенции, рассчитанная указанным выше способом, чаще оказывается больше наблюдаемой в натуре, и поэтому фактические осадки фундаментов S_{ϕ} на таких

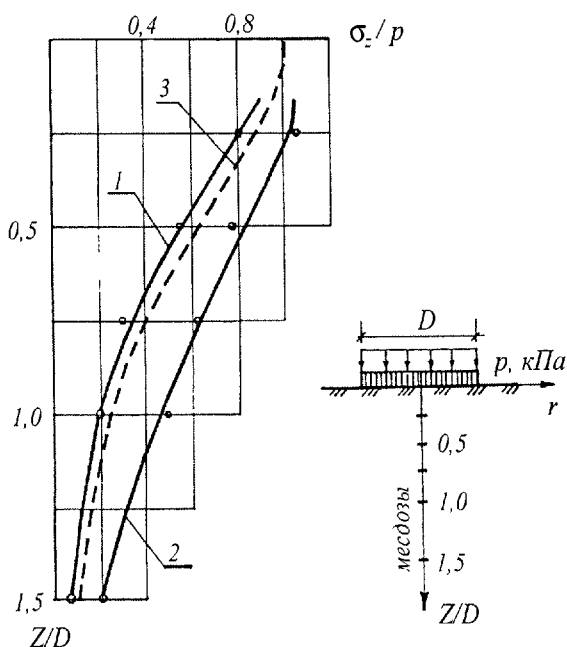


Рис. 3.2. Распределение вертикальных напряжений в лессовом основании под жестким круглым штампом площадью 10000 см² при давлении $p = 200$ кПа [12]:
1, 2 – соответственно в грунтах природной влажности и увлажненных; 3 – по СНиП 2.02.01-83* "Основания зданий и сооружений"

грунтах меньше расчетных S . В основании, сложенном слабыми сильно-сжимаемыми грунтами (суглинки и глины текучепластичной, текучей консистенции, а также илы, водонасыщенные лессы и др.), глубина сжимаемой толщи H_c , установленная по СНиП 2.02.01-83*, обычно меньше наблюдаемой в действительности. Поэтому фактические осадки фундаментов S_f на слабых сильносжимаемых грунтах превышают расчетные S , вычисленные с учетом требований СНиП 2.02.01-83*.

В процессе исследований поведения длительно эксплуатируемых зданий до и после надстройки этажей в обычных инженерно-геологических условиях (без наличия в основании грунтов с неблагоприятными специфическими свойствами) было установлено, что расчетные осадки фундаментов S при давлении p , равном расчетному сопротивлению грунта основания R , составляют в большинстве случаев 30–50% от предельно допустимых значений S_u [5, 30]. Здания, у которых расчетные осадки фундаментов S при давлении по подошве $p = R$ составляют 60–85% от предельных значений S_u , являются исключением. А если учесть, что фактическое давление p по подошве фундаментов реконструируемых и восстанавливаемых зданий не всегда равно расчетному сопротивлению грунта основания R (чаще p составляет 0,7–0,8 R), то в действительности осадки S будут еще меньше S_u . Это обстоятельство позволило предусмотреть в нормах возможность повышения расчетного сопротивления грунта R на 20%, если расчетные деформации основания (при давлении $p = R$) не превосходят предельно допустимых значений S_u [31, 40, 48].

При оценке деформаций оснований фундаментов реконструируемых и восстанавливаемых зданий важное значение имеет неравномерность осадок фундаментов, которая возникает главным образом в случае залегания неоднородных по сжимаемости грунтов. Уменьшение неравномерности осадок фундаментов при надстройке этажей и ре-

конструкции зданий может быть достигнуто увеличением пространственной (изгибной) жесткости зданий, которая характеризуется параметром EI (E – модуль упругости материала стен; I – момент инерции рассматриваемого сечения). Увеличение пространственной жесткости реконструируемых и восстанавливаемых зданий осуществляется путем устройства специальных поясов (армокирпичных, железобетонных, стальных из прокатного металла или арматуры) в уровне перекрытий зданий, армирования кирпичной кладки стен, повышения марки кирпича и раствора надстроек и др. [68]. Чем больше показатель EI , тем меньше вероятность возникновения неравномерных осадок фундаментов.

А.Г. Ройтман, П.А. Коновалов на основе анализа результатов по неравномерности осадок фундаментов надстраиваемых зданий (на примере г. Москвы) отмечают следующее [5]:

1. Для большинства зданий на песчаных грунтах (более 90% из числа обследованных) характерен «выгиб», а для зданий на глинистых грунтах – «прогиб» (80% из числа обследованных). При надстройке этажей неравномерность осадок фундаментов по длине здания имеет тот же характер, что и до надстройки.
2. Относительные прогибы большинства надстраиваемых зданий на практически однородных грунтах оказались близкими к рекомендованным нормами.
3. В большинстве объектов (97% из числа обследованных зданий) при надстройке выполнены армокирпичные, железобетонные и стальные пояса по верху надстраиваемых стен, увеличивающие пространственную жесткость зданий. На некоторых объектах (18%) дополнительные пояса устроены по верху новых надстроенных стен. Прирост осадок ΔS фундаментов при надстройке только в одном случае составил 2,8 см, а в остальных

не превысил 1,8–2,2 см при среднем приращении осадок $\Delta S = 0,9$ см

Таким образом, при проектировании фундаментов реконструируемых и восстанавливаемых зданий следует учитывать влияние деформаций грунтов основания. При этом в случае эксплуатации зданий в обычных инженерно-геологических условиях (без наличия грунтов с неблагоприятными специфическими свойствами) деформации оснований фундаментов в основном не превышают предельно допустимых значений. В случае же эксплуатации зданий на слабых сильносжимаемых грунтах деформации основания фундаментов могут превышать предельно допустимые значения.



ИССЛЕДОВАНИЕ ПАРАМЕТРОВ СОСТОЯНИЯ ОСНОВАНИЙ И ФУНДАМЕНТОВ РЕКОНСТРУИРУЕМЫХ, ВОССТАНАВЛИВАЕМЫХ ЗДАНИЙ

В качестве параметров состояния рассматриваются характеристики давления фундаментов мелкого заложения на грунты основания и характеристики глинистых грунтов, залегающих под подошвой фундаментов и уплотненных давлением зданий. На основе результатов обследования реальных объектов и выполненных экспериментальных исследований выявлены закономерности изменения этих параметров в условиях реконструкции и восстановления зданий.

4.1. ПАРАМЕТРЫ СОСТОЯНИЯ ОСНОВАНИЙ, ФУНДАМЕНТОВ И МЕТОДИКА ПРОВЕДЕНИЯ ИССЛЕДОВАНИЙ

Для совершенствования методов расчета оснований и фундаментов реконструируемых, восстанавливаемых зданий на глинистых и техногенных грунтах были проведены исследования параметров их состояния. В качестве таких параметров рассматривались характеристики давления фундаментов мелкого заложения на грунты оснований и характеристики грунтов, залегающих под подошвой фундаментов и уплотненных давлением зданий. Решение этих вопросов производилось на основе результатов инструментального обследования реальных зданий, испытаний грунтов и материалов конструкций, выполненных расчетов и обобщения полученных данных. Одновременно оценивались эксплуатационная пригодность зданий, систематизировались причины их деформаций и разрушения.*

Закономерности изменения давления p фундаментов на грунты оснований реконструируемых и восстанавливаемых зданий выявились на основе материалов обследования и выполненных расчетов. При этом загрузке оснований фундаментов реконструируемых зданий, в которых предусматривалось повышение нагрузок на фундаменты, рассматривалось за два периода времени – до и после их реконструкции. Загрузка оснований фундаментов рекон-

* Обследование оснований, фундаментов и других частей зданий, подготовка отчетов, заключений и рекомендаций на различных этапах выполнялись совместно с А.И. Мальгановым, В.С. Плевковым, В.Е. Ольховатенко, С.В. Ющубе, Г.Г. Щербаком, О.Г. Кумпяком, О.Р. Пахмуриным, В.В. Фурсовым, М.В. Балюрой, Л.И. Офицеровой, А.А. Лобановым, А.В. Нертиком, В.Д. Ли, И.И. Подшиваловым, В.А. Юдиным, А.Л. Прегером, С.Г. Луговым и другими специалистами (1980–2002 гг.). Во всех этих работах автор принимал участие в качестве научного руководителя, ответственного исполнителя или исполнителя.

струируемых, восстанавливаемых зданий, в которых не предполагалось повышение нагрузок на фундаменты и другие строительные конструкции, рассматривалось на период их обследования (до реконструкции или восстановления).

Для систематизации данных об изменении давления p по подошве фундаментов и других параметров все рассматриваемые промышленные и гражданские здания были разделены по конструктивным схемам на две группы: с несущими стенами (поперечными и продольными); с неполным каркасом и каркасные. С этой же целью были выбраны для рассмотрения три вида глинистых грунтов, являющихся несущим слоем основания фундаментов: суглинки мягкопластичные; суглинки текучепластичные и текучие; супеси пластичные (см. подразделы 4.2 и 4.3).

При анализе результатов расчета давления по подошве отдельных фундаментов использовалась характеристика среднего давления p . В тех случаях, когда рассматривалось загрузке оснований фундаментов для всего здания в целом или для части здания (блока), анализировалась характеристика средневзвешенного давления $p_{cp} = p$ по подошве* [5]:

$$p = p_{cp} = \frac{\sum p_i \cdot A_i}{\sum A_i}, \quad (4.1)$$

где p_i — фактическое среднее давление по подошве фундаментов на различных участках здания, кПа; A_i — площадь подошвы фундамента с давлением p_i , м²; $\sum A_i$ — суммарная площадь подошвы фундаментов здания (или части здания), м².

* Для простоты изложения материала и сокращения используемых терминов это давление p_{cp} далее по тексту называется средним давлением p по подошве фундаментов.

В процессе исследований устанавливалось влияние конструктивных особенностей, высоты и назначения зданий, вида грунта и других параметров на изменение среднего давления p по подошве фундаментов. Наиболее важным этапом данной работы являлся анализ загрузки (обжатия) грунтов основания действующими (фактическими) нагрузками. Для этого определялся параметр p/R и проверялось условие [5, 27, 69]

$$p/R \leq (p/R)_{\max}, \quad (4.2)$$

где p – то же, что и в (4.1); R – расчетное сопротивление естественного (неуплотненного) грунта основания, определяемое по СНиП 2.02.01-83*, кПа [48].

Параметр p/R показывает, как полно используется расчетное сопротивление грунта основания R от действия вертикального давления в рамках расчета основания фундаментов по второй группе предельных состояний. Максимальное значение $(p/R)_{\max} = 1$, что характеризует полное использование расчетного сопротивления грунта основания. Если, например, $p/R = 0,8$, то это свидетельствует о том, что грунты основания обжаты вертикальным давлением фундаментов, которое составляет 80% от расчетного сопротивления естественного (неуплотненного) грунта основания R . При определении R использовались физические и прочностные характеристики естественного (неуплотненного) грунта, установленные при изысканиях на стадии разработки проектной документации (технических решений), либо архивные данные или данные контрольных испытаний.

Для оценки изменения физико-механических свойств грунтов вследствие их уплотнения давлением фундаментов были проведены экспериментальные исследования. С этой целью из-под подошвы фундаментов в пределах глубины, равной половине ширины подошвы и менее, отбирались монолиты и пробы грунтов. Одновременно моно-

литы (пробы) отбирались с тех же глубин, но вблизи подошвы фундаментов и вне зоны уплотнения грунта. Характеристики грунтов (плотность ρ , весовая влажность W , удельное сцепление C и угол внутреннего трения φ) определялись в каждой рассматриваемой точке с двух-четырёхкратной повторностью. Затем результаты исследований естественных (неуплотнённых) и уплотнённых грунтов сопоставлялись и анализировались [70]. В случаях, когда грунты несущего слоя основания фундаментов были обводнены в период эксплуатации зданий, для сопоставления результатов использовались характеристики необводнённых грунтов, взятых из отчетов инженерно-геологических изысканий прошлых лет и других источников.

Для оценки изменения свойств грунтов при их уплотнении использовались также данные полевых штамповых испытаний на лессовых суглинках полутвердой, туго- и мягкопластичной консистенции. При штамповых испытаниях монолиты (пробы) отбирались из-под подошвы штампов до и после проведения опытов в пределах глубины, равной двум диаметрам штампа и менее (см. главу 5).

4.2. ИНЖЕНЕРНО-ГЕОЛОГИЧЕСКИЕ ОСОБЕННОСТИ ПЛОЩАДОК ОБСЛЕДУЕМЫХ ЗДАНИЙ

Инженерно-геологические условия площадок обследуемых зданий изучались по материалам ЗАО “ТомскТИСИЗ” (1978–1995), ТГАСУ (1977–2001), ТПУ (1980–1985), ООО “Изыскатель” (1997–1999), ОГУП “Томскгражданпроект” (1985–2000), ОАО “Томскагропромпроект” (1986–1988), ОАО “ТомскТЭП” (1991–1994) и других организаций.

В геоморфологическом отношении рассматриваемые площадки расположены в пределах границы города Томска, на трех надпойменных террасах Томи. Условия залегания грунтов в пределах разведенной глубины 15–20 м и конструктивные решения фундаментов обследуемых зданий приведены в табл. 4.1.

Таблица 4.1
Обобщенные данные по условиям залегания грунтов
на площадках обследуемых зданий в г. Томске

Геоморфологический элемент	Геологический индекс	Инженерно-геологический вид	Мощность, м	Глубина залегания подземных вод		Конструкции фундаментов обследуемых зданий
				верховодка	грунтовые	
Участок территории первой террасы	$a^1 Q_{III}$	1. Суглинки с прослоями (линзами) супеси, торфа	7–10	1,3–2,5	8–10	1. Мелкого заложения с устройством их на глубине 1,8–3 м в слое суглинка 2. Свайные фундаменты из свай-стоек, заглубленных нижними концами в песчано-гравийный грунт
		2. Песчано-гравийный грунт	более 5			
Участок территории второй террасы	$a^2 Q_{III}$	1. Супеси с линзами суглинка, глины, торфа	8–10	3–5	8–12	1. Мелкого заложения с устройством их на глубине 1,8–3,5 м в слое суглинка или супеси 2. Свайные фундаменты из свай трения, заглубленных нижними концами в супеси или суглинка
		2. Суглинки с линзами супеси	7–9			
		3. Песок с гравием	5–8			
Участок территории третьей террасы	$a^3 Q_{III}$	1. Суглинки лессовидные, местами макропористые	7–10	2,5–5	8, 10	1. Мелкого заложения с устройством их на глубине 1,8–3,5 м в слое суглинка или супеси 2. Свайные фундаменты из свай-стоек, заглубленных нижними концами в супеси или суглинка
		2. Супеси лессовидные, макропористые	7–10			
		3. Песок мелкий и пылеватый с гравием	0–3			

На территории первой надпойменной террасы расположены примерно 34% площадок обследуемых зданий. Эта территория занимает северо-западную часть города, и ее границы проходят вдоль правого берега реки Томи, по переулку Днепровскому, а также улицам Большой Подгорной – Розы Люксембург – Набережной реки Ушайки – Московскому тракту. Рельеф площадок в основном ровный, с небольшим уклоном на север и северо-запад.

На отдельных участках территории сохранились озера-старицы и другие микропонижения, в которых идет процесс заболачивания. Верхняя часть понижений поверхностей площадок засыпана мусором, древесными отходами, насыпными грунтами, что привело к образованию культурного слоя на отдельных участках рассматриваемой территории. Абсолютные отметки первой надпойменной территории составляют 78–80 м.

Площадки обследуемых зданий, расположенные на территории первой надпойменной террасы, в геологическом строении до глубины 7–10 м сложены преимущественно суглинками с прослоями (линзами) супеси, ила и, реже, торфа. Суглинки в основном имеют мягкопластичную, реже текучепластичную и текучую консистенцию. Большинство обследованных площадок на рассматриваемой территории (первая терраса) обводнено за счет инфильтрации поверхностных вод и утечек воды, фекальных стоков из водоносных инженерных коммуникаций. Подземные воды типа «верховодка» встречаются на глубине 1,3–2,5 м от поверхности. На глубине 7–10 м залегают песчано-гравийные грунты (отложения) мощностью более 5 м, в которых заключены межпластовые грунтовые воды с напором 5–7 м.

В рассматриваемых грунтовых условиях находятся практически все многоэтажные здания (более двух этажей), которые возведены после 1960–1963 гг., и имеют фундаменты из свай-стоек с заглублением нижних концов свай в

песчано-гравийные грунты на глубину 0,5 м и более. Здания более ранней постройки (до 1960 года) устраивались на фундаментах мелкого заложения с использованием в качестве несущего слоя суглинков, преимущественно мягкопластичных.

На территории второй надпойменной террасы расположено примерно 15% площадок обследуемых зданий. Эта территория занимает центральную часть города, и ее границы проходят примерно по улицам Карташова – Красноармейской – Фрунзе – Киевской – Сибирской – Алтайской, переулку Батенькова. Естественный рельеф большинства обследуемых площадок имеет уклон на северо-запад. Абсолютные отметки второй террасы изменяются в пределах 90–96 м. Площадки обследуемых зданий на территории второй террасы, в пределах глубины 8–10 м, сложены супесчаными и песчаными грунтами. В виде отдельных прослоек и линз в пределах этой глубины встречаются суглинки, глины и торфы. В верхней части разреза широко развит культурный слой, имеющий толщину до 2 м и более. С глубины 8–10 м залегают песчаные грунты и гравийные отложения. Общая мощность отложений на обследуемых площадках второй террасы составляет 15–19 м. В уровне подошвы рассматриваемые отложения (пески и гравий) подстилаются водоупорными глинами.

Гидрогеологические условия рассматриваемых площадок второй террасы характеризуются наличием грунтовых вод, которые залегают в настоящее время на глубине 8–12 м от поверхности. Воды эти в целом слабонапорные. Подземные воды (так называемая “верховодка”) на рассматриваемых площадках второй террасы развиты слабо. Уровень залегания верховодки встречается на участках депрессий, сложенных насыпными грунтами (иногда торфом). Верховодка на участках второй террасы формируется в основном за счет утечек воды из подземных водонесущих коммуникаций, а также за счет дренажа подземных вод с

третьей (вышерасположенной) террасы. В настоящее время на площадках второй террасы наблюдается повсеместное повышение уровня подземных вод. По данным Томского регионального научного центра жилищно-коммунальной Академии РФ, в период с 1976 по 1988 годы на отдельных площадках второй террасы произошло повышение уровня подземных вод примерно на 2 м [71]. Вполне очевидно, что в ближайшие годы можно ожидать появление уровня подземной воды на площадках второй надпойменной террасы на глубине 4–5 м от поверхности.

На территории третьей надпойменной террасы расположено примерно 46–47% площадок обследуемых зданий. Площадки этой территории находятся в районе площади Южной, Лагерного сада, площади Соляной, Каштака, Иркутского тракта и др. (южная, юго-восточная часть города Томска). Рельеф большинства обследуемых площадок третьей террасы ровный или с уклоном в направлении к реке Ушайке. Абсолютные отметки третьей террасы находятся в пределах 115–125 м. Грунтовые условия площадок этой террасы характеризуются наличием в пределах глубины 10 м и более аллювиальных, лессовых, карбонатизированных, легких, иногда макропористых суглинков и частично супесей с прослоями пылеватого песка. Ниже залегает песок, буровато-серый или бурый, мелкий или пылеватый. Толщина отложений этих грунтов достигает 8 м. На глубине 15–18 м подстилают суглинки тяжелые и глины бурого или темно-серого цвета.

На площадках третьей надпойменной террасы гидрогеологические условия характеризуются наличием двух горизонтов подземных вод. Подземные воды типа «верховодка» развиты в верхней толще лессовых, легких суглинков и залегают на глубине 2,5–5 м от поверхности. Верховодка встречается как на водоразделах под западинами и другими отрицательными формами рельефа, так и по склонам логов (где иногда верховодка выклинивается на по-

верхность, вызывая заболоченность грунтов). Режим верховодки и контуры ее распространения непостоянны. Появление верховодки часто обусловлено утечками воды из водоносных инженерных коммуникаций, неправильным производством земляных работ при строительстве и инженерной подготовке территорий.

Подземные воды типа «грунтовые» приурочены к песчаным отложениям. Глубина их залегания соответствует 8–10 м, а мощность равна 5–8 м. Подошвой грунтовых вод служат суглинки тяжелые и глины, которые являются водоупором, так как практически не фильтруют воду. Грунтовые воды на рассматриваемой территории являются напорными, а их годовая амплитуда колебания равна примерно 0,7–1,0 м.

В рассматриваемых грунтовых условиях были проана-

Таблица 4.2
**Данные о несущем слое основания фундаментов
обследуемых зданий**

Грунты, являющиеся несущим слоем основания фундаментов	Доля выде- ляемых грунтов по груп- пам, %	Распределение по грунтам несущего слоя в основании фундаментов зданий, %			
		промышленных на фундаментах		гражданских на фундаментах	
		мелкого заложения	свай- ных	мелкого заложения	свай- ных
Крупнообломоч- ные (преимущест- венно гравийные)	6	1	2	–	3
Песчаные	3	1	1	1	–
Глинистые:					
суглинки	68	37	5	20	6
супеси	18	10	1	6	1
Техногенные (насыпные)	5	3	–	2	–
Итого	100	52	9	29	10

лизированы конструктивные решения фундаментной части обследуемых зданий и установлены грунты, которые являются несущим слоем основания фундаментов (табл. 4.2). Полученные данные свидетельствуют о том, что несущим слоем основания фундаментов для подавляющего большинства обследуемых зданий являются глинистые грунты (суглинки и супеси). Их доля из общей группы грунтов составляет 86%.

Анализ данных о грунтовых условиях площадок обследуемых зданий также показал, что наиболее часто несущим слоем основания фундаментов являются суглинки мягкопластичные (58% из общей группы глинистых грунтов). Реже несущим слоем основания являются суглинки текучепластичные и текучие (18%), а также супеси пластичные (17%). Суглинки тугопластичные и супеси текучие на площадках обследуемых зданий встречались ред-

Таблица 4.3

Распределение глинистых грунтов по консистенции для несущего слоя основания фундаментов обследуемых зданий

Глинистые грунты, несущего слоя основания	Доля выделяемых грунтов по консистенции, %	Распределение по грунтам несущего слоя в основании фундаментов зданий, %			
		промышленных на фундаментах		гражданских на фундаментах	
		мелкого заложения	свайных	мелкого заложения	свайных
1. Суглинки:					
тугопластичные	3	—	2	1	—
мягкопластичные	58	30	3	18	7
текучепластичные и текучие	18	14	—	4	—
2. Супеси:					
пластичные	17	8	1	7	1
текучие	4	2	—	2	—
Итого	100	54	6	32	8

Таблица 4.4
Обобщенные данные о физико-механических характеристиках глинистых грунтов несущего слоя основания фундаментов

Грунт, являющийся несущим слоем основания фундамента	Плотность грунта, g/cm^3	Плотность частиц грунта, g/cm^3	Естественная влажность грунта, %	Коэффициент пористости	Показатель текучести	Угол внутреннего трения, град	Удельное сцепление, кПа	Модуль общей деформации, МПа
Суглинки:								
мягкопластичные	$1,8 - 2,1$ 1,9	$2,7 - 2,72$ 2,71	$21 - 28$ 22	$0,68 - 0,91$ 1,73	0,52-0,73	$14 - 20$ 17	$14 - 23$ 19	6-11
текучепластичные и текучие	$1,84 - 2,0$ 1,95	$2,7 - 2,73$ 2,71	$22 - 23$ 26	$0,63 - 0,98$ 0,75	0,75-0,95	$8 - 14$ 12	$12 - 20$ 14	3-6,5
Супеси:								
пластичные	$1,79 - 2,0$ 1,91	$2,66 - 2,69$ 2,68	$10 - 16$ 13	$0,5 - 0,9$ 0,59	0,44-0,8	$17 - 26$ 22	$6 - 20$ 13	7-10
текучие	$1,82 - 2,05$ 1,89	$2,66 - 2,68$ 2,67	$17 - 20$ 18	$0,5 - 0,87$ 0,6	более 1	$17 - 20$ 18	$7 - 9$ 8	2,5-7

Примечание. В табл. дробью показаны: числитель – интервал изменения характеристик, знаменатель – среднее значение

ко. Их суммарная доля из группы пылевато-глинистых грунтов, являющихся несущим слоем основания, составляет 7% (табл. 4.3).

В рассмотренных грунтовых условиях были также проанализированы физико-механические свойства пылевато-глинистых грунтов, которые являлись несущим слоем основания фундаментов обследуемых зданий (табл. 4.4). При этом особое внимание уделялось обобщению данных о прочностных и деформационных характеристиках грунтов, которые в большей степени влияют на работу оснований и фундаментов зданий. Было установлено, что для мягкопластичных суглинков осредненное значение угла внутреннего трения составляет 17° , удельного сцепления – 19 кПа. В табл. 4.4 приведены значения характеристик грунтов, которые установлены по результатам инженерно-геологических исследований без учета уплотнения грунтов давлением зданий и других техногенных воздействий.

Таким образом, инженерно-геологические условия площадок зданий классифицируются как сложные. В пределах глубины сжимаемой толщи оснований фундаментов преимущественно залегают глинистые грунты. В большинстве случаев несущими слоями оснований являются пластичные суглинки. Практически все обследуемые площадки характеризуются наличием подземных вод.

4.3. ХАРАКТЕРИСТИКА ОБСЛЕДУЕМЫХ ЗДАНИЙ И СИСТЕМАТИЗАЦИЯ ПРИЧИН ИХ ДЕФОРМАЦИЙ

Всего было обследовано 130 зданий и сооружений (включая фундаменты и грунты основания), расположенных в г. Томске и частично в Томской области. Эти работы проводились в период с 1980 по 1998 годы. Перед исполнителями ставились задачи по выявлению причин деформации зданий (иногда аварийных), оценке их эксплуатационной пригодности, усилению фундаментов, проработ-

ке решений по реконструкции, надстройке дополнительных этажей и др.

Здания были построены в различное время, в период с 1900 по 1995 годы. Из числа обследованных зданий 62% имели промышленное и 38% – гражданское назначение. Примерно 80% всех рассматриваемых зданий было устроено на фундаментах мелкого заложения (табл. 4.5) [39].

По конструктивной схеме большинство зданий (68%) имело несущие стены (продольные и поперечные). При этом для зданий гражданского назначения доля с несущими стенами (продольными и поперечными) составляла из общего числа 35%, а для зданий промышленного назначения – 33%.

Доля зданий каркасного типа (промышленных и гражданских) составила 13% из всех обследуемых (табл. 4.6).

Примерно 68% всех зданий было без подвала и 32% – с подвалом и частично с техническим подпольем (табл. 4.7). Для большинства гражданских зданий характерно наличие подвала (22%), для промышленных зданий такой тенденции не отмечено.

Таким образом, основная часть обследованных зданий классифицируется как промышленные (62%) с несущими стенами без подвалов и с фундаментами мелкого заложения.

Таблица 4.5
**Распределение обследуемых зданий
по назначению и фундаментам**

Классификация обследуемых зданий	Удельный вес обследуемых зданий, %	Распределение обследуемых зданий по фундаментам, %	
		мелкого заложения	свайные
Промышленные	62	52	10
Гражданские	38	28	10
Итого	100	80	20

Таблица 4.6

Распределение обследуемых зданий по конструктивной схеме

Классификация обследуемых зданий	Удельный вес обследуемых зданий, %	Распределение зданий по конструктивной схеме, %		
		с несущими стенами (продольными, поперечными)	с неполным каркасом	каркасные
Промышленные	62	33	17	12
Гражданские	38	35	2	1
Итого	100	68	19	13

Таблица 4.7

Распределение обследуемых зданий по наличию подвала (техноподполья)

Классификация обследуемых зданий	Удельный вес обследуемых зданий, %	Распределение зданий по наличию подвала, %	
		с подвалом (техноподпольем)	без подвала (техноподполья)
Промышленные	62	10	52
Гражданские	38	22	16
Итого	100	32	68

ния. Доля гражданских зданий от общего числа составляет 38%. Большинство из них выполнено с несущими продольными стенами с подвалом на фундаментах мелкого заложения.

Из всех обследованных зданий (сооружений) были выделены те, которые имели деформации (выявленные при обследовании) или разрушения отдельных участков и элементов. Доля таких зданий составила 63%. У оставшейся части зданий практически не было деформаций (разрушений) стен, фундаментов, других строительных конструкций, и их обследование было связано с предстоящей над-

стройкой этажей, перепланировкой и пристройкой помещений, заменой технологического оборудования и др. Результаты обследования этих зданий были проанализированы, и на основе полученных данных установлены причины их деформаций и разрушения (табл. 4.8).

Всего было выделено четыре основных группы причин. К **первой группе** относятся деформации (разрушения) зданий, которые произошли в результате ошибок, допущенных на стадии проектирования (включая этап инженерно-строительных изысканий).

Ко **второй группе** причин относятся деформации (разрушения) зданий, которые произошли в результате ошибок, допущенных при строительстве, реконструкции объектов.

Таблица 4.8
Основные причины деформаций и разрушения зданий

№ п/п	Причины деформаций и разрушения зданий	Удельный вес выявленных причин	Распределение причин для обследованных зданий, %	
			промышленных	гражданских
1	Ошибки, допущенные при проектировании зданий (включая инженерно-строительные изыскания)	11	8	3
2	Ошибки, допущенные при строительстве (реконструкции, восстановлении) зданий	32	20	12
3	Ошибки, допущенные при эксплуатации зданий	42	21	21
4	Прочие причины (физический износ, пожары, подтопление площадок и др.)	15	8	7
Итого		100	57	43

К **третьей группе** причин относятся деформации (разрушения) зданий, которые произошли в результате ошибок, допущенных в период эксплуатации обследуемых зданий.

К **четвертой группе** относятся деформации (разрушения) зданий, которые произошли в результате их физического износа, пожара, подтопления рассматриваемых площадок и некоторые другие. Эти деформации зданий объединены в группу «прочие причины».

На основании принятого подхода (табл. 4.8) было выявлено, что больше всего деформаций (разрушений) зданий (42%) происходит на стадии их эксплуатации в результате отсутствия надлежащего надзора за состоянием строительных конструкций и элементов (замачивание грунтов, фундаментов и других надземных конструкций, изменение тепло-влажностного режима в помещениях, необоснованные перегрузки отдельных участков, воздействие отрицательной температуры на плохо защищенные элементы и др.).

Деформации зданий, которые произошли на стадии строительства (восстановления) в результате допущенных ошибок, составляют 32% от общего числа деформированных зданий. При этом доля ошибок, допущенных при строительстве промышленных зданий, больше, чем при строительстве гражданских (20 и 12%, соответственно, из общего числа деформированных зданий). Это объясняется, очевидно, тем, что строительство промышленных зданий вести сложнее, чем гражданских. А деформации и разрушения зданий, которые произошли по вине проектировщиков (изыскателей), составляют лишь 11% из общего числа деформированных промышленных и гражданских зданий.

При анализе результатов обследования выявились также причины деформаций зданий, которые произошли только из-за потери эксплуатационных качеств их фундамен-

тальной части (неравномерных осадок фундаментов, цокольной части стен и др.). Эти данные показывают, что доля деформированных зданий, у которых деформации конструкций произошли из-за потери эксплуатационных качеств фундаментной части, составляет 63–65%. Из этой доли 2/3 (66%) составляют промышленные и 1/3 (34%) – гражданские здания. Примерно 35–37% деформаций обследованных зданий не связано с разрушением фундаментов и ослаблением грунтов основания.

Таким образом, выполненный анализ показывает, что основные причины деформаций и разрушения зданий происходят в результате ошибок, допущенных на стадии строительства и эксплуатации зданий. Их суммарная доля из общего числа обследованных деформированных зданий составляет 74%. Остальные причины деформаций зданий (26%) связаны с ошибками, которые допущены на стадии проектирования, инженерно-строительных изысканий, а также с физическим износом зданий, стихийными бедствиями и др. Примерно 63–65% деформаций зданий происходят из-за разрушения фундаментов и ослабления грунтов оснований. Все это свидетельствует о том, что вопросам проектирования, строительства, реконструкции и эксплуатации фундаментной части промышленных и гражданских зданий необходимо уделять более пристальное внимание.

4.4. ЗАКОНОМЕРНОСТИ ИЗМЕНЕНИЯ ДАВЛЕНИЯ ФУНДАМЕНТОВ МЕЛКОГО ЗАЛОЖЕНИЯ НА ГРУНТЫ ОСНОВАНИЯ РЕКОНСТРУИРУЕМЫХ И ВОССТАНАВЛИВАЕМЫХ ЗДАНИЙ

Изменение конструктивных параметров фундаментов

Накопленный опыт реконструкции (восстановления) промышленных и гражданских зданий в условиях Томска

и частично в Томской области позволил установить некоторые закономерности изменения конструктивных параметров фундаментной части зданий. Впервые такие исследования проводились П.А. Коноваловым, А.Г. Ройтманом и др. [5, 28, 65] на основании материалов обследования гражданских зданий Москвы. Для промышленных и гражданских зданий Западно-Сибирского региона России обобщений по конструктивным параметрам фундаментов реконструируемых и восстанавливаемых зданий пока не проводилось. Сложность данного вопроса заключалась в большом разнообразии конструктивных, планировочных и технологических решений зданий (особенно промышленных), а также изменчивостью инженерно-геологических условий строительства. Всего было проанализировано более 100 зданий на фундаментах мелкого заложения.

Было установлено, что глубина заложения фундаментов реконструируемых, восстанавливаемых зданий имеет значительный разброс и зависит от многих факторов: высоты (этажности) и конструктивных особенностей зданий, времени постройки, грунтовых условий и др. Для грунтовых условий Томска глубина заложения подошвы фундаментов у большинства промышленных бесподвальных зданий (высотой от 10 до 24 м) изменяется от 1,4 до 3,2 м. Для гражданских бесподвальных зданий при аналогичных условиях глубина заложения подошвы фундаментов изменяется от 1,1 до 2,9 м. В целом при прочих равных условиях глубина заложения фундаментов промышленных бесподвальных зданий больше, чем у гражданских. Например, при высоте отапливаемых зданий до 10 м средняя глубина у промышленных зданий была равна 1,55, у гражданских – 1,45 м, а при высоте зданий 14–18 м соответственно равна 2,0 и 1,9 м (табл. 4.9).

У промышленных и гражданских зданий с подвалами глубина заложения подошвы фундаментов чаще всего определялась конструктивными особенностями нижней час-

Таблица 4.9

**Данные о глубине заложения подошвы фундаментов
реконструируемых и восстанавливаемых зданий
без подвалов (г. Томск)**

Высота зданий (от подошвы фундаментов), м	Грунт несущего слоя основания	Период постройки зданий	Конструктивная схема зданий	Глубина заложения подошвы фундаментов от поверхности земли d для зданий, м	
До 10	Суглинок мягкопластичный	После 1950 г.	С несущими стенами	$\frac{1,4-1,65}{1,55}$	$\frac{1,1-1,8}{1,45}$
10–14		После 1948 г.	С несущими стенами и неполным каркасом	$\frac{1,7-2,35}{1,9}$	–
14–18		1900–1915 гг.	С несущими стенами и неполным каркасом	$\frac{2,2-2,35}{2,0}$	–
14–18		После 1948 г.	С несущими стенами	$\frac{1,7-2,25}{2,0}$	$\frac{1,8-2,5}{1,9}$
18–24		1900–1915 гг.	С несущими стенами и неполным каркасом	$\frac{2,3-3,2}{2,7}$	–
18–24		После 1950 г.	С несущими стенами	–	$\frac{1,8-2,9}{2,3}$

Примечание. В таблице дробью показаны: числитель – интервал изменения характеристик, знаменатель – средние значения.

ти зданий (сооружений). Но если оценивать глубину заложения фундаментов от пола подвала зданий d_1 , то при равной высоте зданий и одинаковых грунтовых условиях у промышленных зданий глубина d_1 больше, чем у гражданских (табл. 4.10).

Таблица 4.10

Данные о глубине заложения подошвы фундаментов реконструируемых и восстанавливаемых зданий с подвалами (г. Томск)

Высота зданий (от подошвы фундаментов), м	Грунт несущего слоя основания	Период постройки зданий	Конструктивная схема зданий	Глубина заложения подошвы фундаментов от пола подвала d_1 для зданий, м	
				промышленных	гражданских
14–17	Суглинок мягкопластичный	После 1965 г.	С несущими стенами и неполным каркасом	$\frac{1,1 - 1,5}{1,3}$	—
14–18	Суглинок мягкопластичный и текучепластичный	После 1960 г.	С несущими стенами	—	$\frac{0,5 - 1,1}{0,8}$
18–24	То же	После 1970 г.	С несущими стенами	—	$\frac{0,7 - 1,85}{1,3}$

Примечание. В таблице дробью показаны: числитель – интервал изменения характеристик, знаменатель – средние значения.

Из материалов обследования было установлено, что глубина заложения подошвы фундаментов бесподвальных промышленных зданий постройки 1900–1915 гг. больше, чем у аналогичных зданий постройки 1960–1980 гг. Для этой цели сопоставлялись промышленные здания высотой 14–24 м с несущим слоем основания из суглинков мягкопластичных. У промышленных и гражданских зданий с подвалами аналогичной закономерности не установлено (рис. 4.1).

Объяснить это можно тем, что для бесподвальных зданий глубина заложения фундаментов в условиях Томска



Рис. 4.1. Данные о глубине заложения фундаментов реконструируемых и восстанавливаемых зданий с несущими слоями основания из суглинков мягкопластичных: а – для промышленных бесподвальных зданий; б – для гражданских зданий с подвалами

определялась в период строительства в первую очередь глубиной сезонного промерзания (оттаивания) грунтов и, по мере накопления практического опыта эксплуатации зданий, глубина заложения уменьшалась. Для промышлен-

ных и гражданских зданий с подвалами глубина заложения фундаментов определялась (и определяется в настоящее время) в первую очередь конструктивными особенностями подвальной части помещений (зданий). Поэтому и наблюдается значительный разброс в отметках заложения подошвы фундаментов у таких зданий.

Обобщение материалов обследования также показало, что глубина заложения фундаментов зависит от высоты (этажности) зданий. Для грунтовых условий Томска при большей высоте обследуемых промышленных и гражданских зданий чаще была зафиксирована большая глубина заложения подошвы фундаментов. Такая закономерность наиболее отчетливо проявляется для промышленных и гражданских зданий без подвалов (рис. 4.2). У промыш-

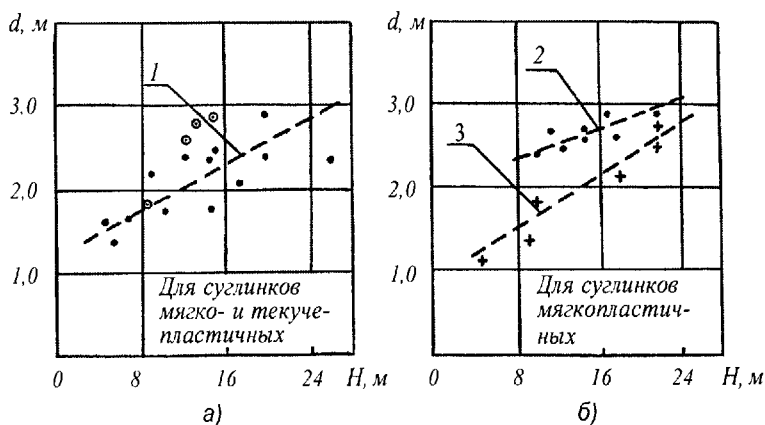


Рис. 4.2. Изменение глубины заложения подошвы фундаментов в зависимости от высоты зданий:
а, б – соответственно, для промышленных и гражданских зданий; 1 – для бесподвальных зданий с несущими стенами и с неполным каркасом; 2 – для подвальных зданий с несущими стенами; 3 – то же для бесподвальных зданий

ленных и гражданских зданий с подвалами глубина заложения фундаментов практически всегда больше, чем у аналогичных зданий без подвалов. Кроме того, по материалам обследования выявлена закономерность увеличения ширины подошвы фундаментов при повышении высоты зданий. Такая закономерность наблюдается у промышленных и гражданских зданий, имеющих конструктивные схемы с несущими стенами. При этом ширина подошвы фундаментов под несущие стены у гражданских зданий высотой до 12–16 м, возведенных на суглинках мягкопластичных, изменяется от 0,9 до 1,6 м. А при высоте гражданских зданий 18–20 м (обычно в четыре этажа с подвалом) осредненная ширина подошвы фундаментов под несущие стены составляет 1,8–2,4 м. Ширина подошвы фундаментов под самонесущие стены у обследуемых промышленных и гражданских зданий в грунтовых условиях Томска равна 0,8–1,6 м.

Таким образом, вышеизложенное дает представление о закономерностях в изменениях конструктивных параметров фундаментов реконструируемых и восстанавливаемых зданий в условиях Томска и частично Томской области.

Изменение давления фундаментов на грунты основания от эксплуатируемых зданий до их реконструкции и восстановления

Для выявления закономерностей изменения давления фундаментов на грунты оснований были проанализированы материалы по более 100 зданий до момента их реконструкции или восстановления. После обобщения полученных данных был установлено следующее:

1. Среднее давление p по подошве фундаментов промышленных и гражданских зданий, построенных в период с 1900 по 1915 гг. на несущем слое основания из суглинков, обычно больше (примерно на 10–18%), чем у зда-

ний, построенных в 1960–1980 гг. в аналогичных грунтовых условиях (рис. 4.3). Объяснить это можно двумя причинами. Первая причина заключается в том, что со временем при возведении зданий стали применяться

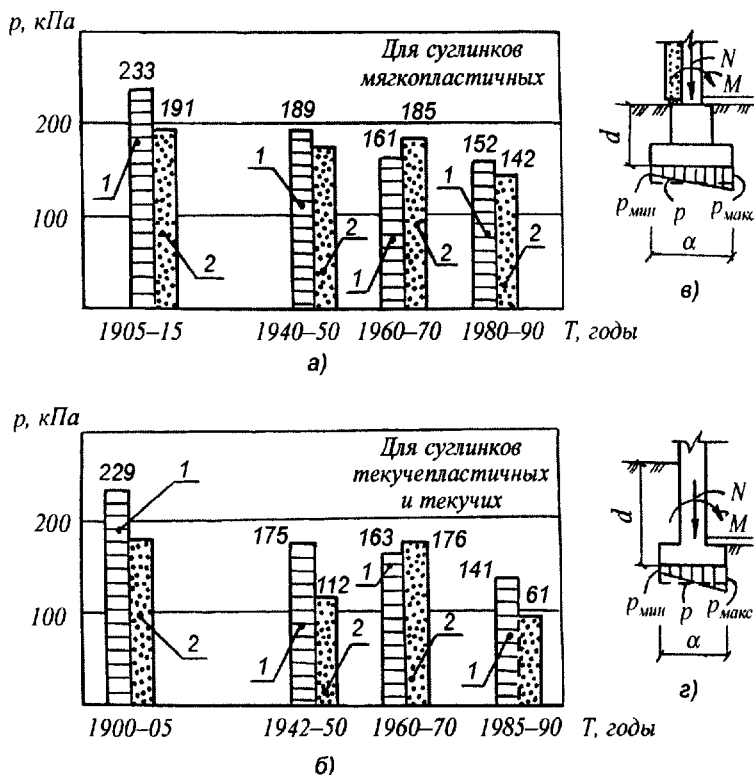


Рис. 4.3. Зависимость изменения среднего давления по подошве фундаментов (мелкого заложения) от времени постройки зданий: а, б – данные для различных типов грунтов несущего слоя основания; в, г – рассматриваемые схемы фундаментов; 1, 2 – соответственно для промышленных и гражданских зданий

облегченные строительные конструкции при прежней ширине подошвы фундаментов. Такого мнения придерживаются П.А. Коновалов [5] и некоторые другие специалисты. Вторая причина связана с техногенным влиянием на состояние и свойства грунтов основания городской застройки, когда проектировщики стали назначать при проектировании фундаментов меньшие допускаемые давления. По мнению автора, для грунтовых условий Томска данная причина является основной, что было подтверждено многочисленными исследованиями свойств грунтов и проверочными расчетами [32, 45, 72].

2. Среднее давление p по подошве фундаментов промышленных зданий практически всегда больше, чем у гражданских (несущий слой – глинистые грунты). При этом сравнивались промышленные и гражданские здания с одинаковой конструктивной схемой, в одинаковых грунтовых условиях и одного периода постройки (табл. 4.11). Объясняется это действующими нагрузками на фунда-

Таблица 4.11

Данные о давлении фундаментов на грунты основания от реконструируемых и восстанавливаемых зданий различного периода постройки

Период постройки зданий, годы	Грунт несущего слоя	Среднее давление p (кПа) по подошве фундаментов обследуемых зданий	
		промышленных	гражданских
1905–1915	Суглинок мягкопластичный	220–251	175–207
1940–1950	То же	152–206	150–202
1980–1990	То же	139–176	130–170
1900–1905	Суглинок текучепластичный	221–248	141–192
1945–1950	То же	150–186	104–132
1985–1990	То же	128–169	80–110

менты и условиями эксплуатации рассматриваемых зданий.

3. Среднее давление фундаментов p на грунты основания зависит от высоты H (этажности) реконструируемых и восстанавливаемых зданий. Выявлено, что при большой высоте здания H передается большее давление фундаментов p на грунты основания. Такая закономерность наблюдается практически на всех видах глинистых грунтов, которые являются несущим слоем основания промышленных и гражданских зданий (рис. 4.4). При равной высоте зданий H давление фундаментов p на грунты основания от промышленных зданий больше, чем от гражданских. Наибольшее давление фундаментов p на грунты основания зафиксировано на супесях пластичных, а наименьшее – на суглинках текучепластичных и текучих. Например, при высоте промышленных зданий 10–12 м среднее давление p по подошве фундаментов на супесях пластичных составляет примерно 165 кПа, а на суглинках мягкопластичных у таких же зданий – примерно 150 кПа.
4. У подавляющего большинства обследованных зданий с фундаментами мелкого заложения (71%) среднее давление p по подошве не превышает 200 кПа. Доля промышленных и гражданских зданий, у которых среднее давление p по подошве фундаментов находится в пределах 150–200 кПа, составляет 44%, а доля обследованных зданий, у которых среднее давление p по подошве фундаментов превышает 250 кПа, составляет 5% (табл. 4.12).
5. Важным моментом при оценке эксплуатационной пригодности реконструируемых и восстанавливаемых зданий является определение неравномерности давления фундаментов на грунты основания на различных участках одного здания [5, 28]. Неравномерность может устанавливаться как отношение наибольшего ($p_{\text{наиб}}$) и наи-

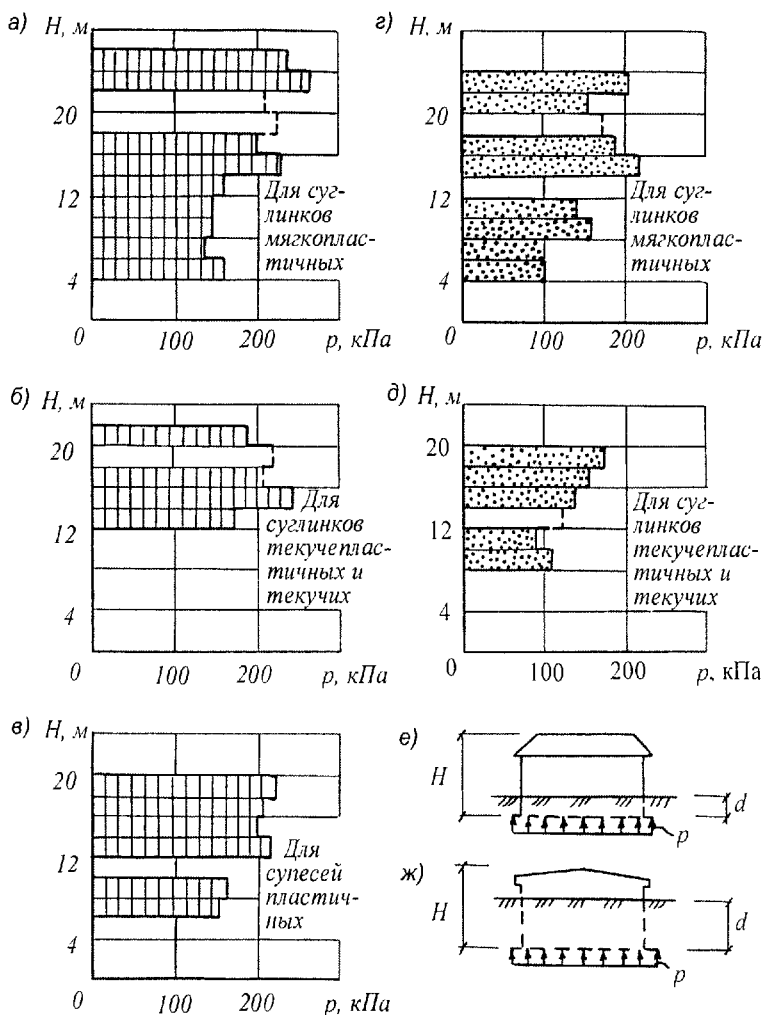


Рис. 4.4. Изменение действующего давления по подошве фундаментов в зависимости от высоты зданий (сооружений): а, б, в – для промышленных зданий; г, д – то же для гражданских; е, ж – рассматриваемые схемы зданий (сооружений)

Таблица 4.12

**Распределение среднего давления фундаментов
на грунты основания от обследованных зданий
до их реконструкции (восстановления)**

Среднее давление фундаментов p на грунты основания, кПа	Доля выделяемых зданий, %	Распределение среднего давления p на грунты основания для зданий	
		промышленных, %	гражданских, %
до 150	27	15	12
150–200	44	26	18
201–250	24	16	8
более 250	5	5	–
Итого:	100	62	38

меньшего ($p_{\text{наим}}$) давлений по подошве фундаментов для одного рассматриваемого здания. Было установлено, что примерно у половины как промышленных (62%), так и гражданских (также 62%) зданий неравномерность давления на грунты основания не превышает 1,5 раз (табл. 4.13). При этом доля промышленных зданий, у которых неравномерность давления по подошве не превышает 1,2 раза, составляет примерно 18%, а доля гражданских зданий с аналогичным соотношением $p_{\text{наиб}}/p_{\text{наим}}$ – 24%. Доля обследуемых гражданских и промышленных

Таблица 4.13

**Неравномерность давления фундаментов на грунты
основания обследуемых зданий до их реконструкции
(восстановления)**

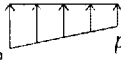
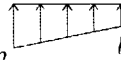
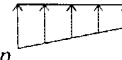
Обследуемые здания	Доля зданий (%) при неравномерности давления фундаментов $p_{\text{наиб}}/p_{\text{наим}}$ на грунты основания, равной			
	менее 1,2	1,2–1,5	1,51–2	более 2
Промышленные	18	44	19	19
Гражданские	24	38	20	18

зданий, у которых неравномерность давления фундаментов на грунты основания превышает в два раза, составляет примерно 18–19 %. При этом появление и развитие трещин в кирпичных стенах реконструируемых зданий происходит лишь в отдельных случаях. Это можно объяснить высокой жесткостью обследуемых зданий и равномерной сжимаемостью грунтов основания [5].

6. Для оценки работы внецентренно нагруженных фундаментов часто используют параметр отношения крайних расчетных давлений $p_{\max}$, $p_{\min}$, действующих в уровне их подошвы. При этом по условиям загрузки наиболее благоприятными являются те фундаменты промышленных и гражданских зданий, у которых отношение крайних давлений $p_{\min}/p_{\max} \geq 0,25$ (относительный эксцентриситет $e > 0,1$ [27, 36, 47, 49]. Для выяснения данного вопроса были выполнены проверочные расчеты крайних максимальных $p_{\max}$ и минимальных $p_{\min}$ давлений по подошве фундаментов обследованных зданий на различные сочетания нагрузок в соответствии с требованиями СНиП 2.02.01-83* [48]. Анализ полученных данных (табл. 4.14) свидетельствует о том, что подавляющее большинство фундаментов промышленных зда-

Таблица 4.14

Данные о крайних давлениях по подошве фундаментов обследуемых зданий до их реконструкции (восстановления)

Обследованные здания	Доля зданий (%) с отношением крайних расчетных давлений $p_{\min}/p_{\max}$ по подошве фундаментов		
	 $0,71-1,0$	 $0,26-0,7$	 $0,1-0,25$
Промышленные	47	42	11
Гражданские	78	22	–

ний (89%), а также фундаменты всех гражданских зданий имеют отношение крайних расчетных давлений $p_{\min}/p_{\max} \geq 0,3$. При этом доля промышленных зданий, у которых отношение крайних давлений по подошве фундаментов $p_{\min}/p_{\max} > 0,7$, составляет 47%, а гражданских зданий – 78%. Следовательно, рассматриваемые фундаменты близки к условиям центрального загрузки.

Изменение давления фундаментов на грунты основания от зданий после их реконструкции (надстройки и восстановления)

Для выявления закономерностей изменения давления фундаментов на грунты оснований после реконструкции зданий было проанализировано около 30 объектов. В эту группу входили здания, у которых в результате ремонта строительных конструкций, надстройки этажей, перепланировки помещений, замены оборудования и некоторых других причин произошло повышение нагрузок на фундаменты. В результате обобщения полученных данных было установлено следующее:

1. Основная часть надстраиваемых зданий по конструктивной схеме относилась к зданиям с несущими стенами и частично с неполным каркасом. В условиях Томска на фундаментах мелкого заложения надстраиваются в основном кирпичные одно-четырёхэтажные здания, построенные в 1905–1915 годах или после 1950 года. При этом дополнительно возводится обычно один, редко два этажа.
2. Приращение среднего давления фундаментов Δp на основание из глинистых грунтов от нагрузок, вызванных надстройкой одного этажа, составляет примерно 24% для промышленных (интервал изменения 17–30%) и примерно 27% для гражданских (интервал изменения

20–36%) зданий. Если же надстраивается два этажа, то приращение среднего давления фундаментов Δp на грунты основания для промышленных и гражданских зданий примерно равно 39–43%. При этом влияние вида глинистых грунтов на изменение приращения среднего давления Δp не установлено.

3. Приращение среднего давления фундаментов Δp на основание из глинистых грунтов от нагрузок, вызванных ремонтом отдельных элементов, заменой оборудования или строительных конструкций, перепланировкой помещений и другими причинами (кроме надстройки этажей), изменяется в пределах 20–42% для промышленных и в пределах 2–16% для гражданских зданий. Наибольшее количество реконструируемых зданий (42%) имеют приращение среднего давления фундаментов Δp на грунты основания в пределах от 20 до 30%. Замена межэтажных перекрытий с деревянных на металло-деревянные или железобетонные при капитальном ремонте (реконструкции) зданий вызывает среднее приращение Δp по подошве фундаментов в пределах от 2 до 10%.
4. Для оценки поведения надстраиваемых зданий в период их дальнейшей эксплуатации определялась неравномерность давления фундаментов на грунты основания. Неравномерность устанавливалась как отношение наибольшего ($p_{\text{наиб}}$) и наименьшего ($p_{\text{наим}}$) давлений по подошве фундаментов в пределах пятна застройки надстраиваемого здания [5, 28]. Было установлено, что неравномерность давления по подошве фундаментов рассматриваемых зданий изменяется в пределах от 1,11 до 1,7. При этом не выявлено какой-либо закономерности изменения данных характеристик для фундаментов зданий до и после их надстройки (табл. 4.15). Это свидетельствует о том, что конструктивная схема рассматриваемых зданий до и после возведения дополнительного этажа существенным образом не изменялась.

Таблица 4.15

**Неравномерность давления на грунты основания
фундаментов надстраиваемых зданий**

Рассматриваемое здание	Грунт несущего слоя основания	Приращение среднего давления Δp , кПа	Неравномерность давлений фундаментов $p_{наиб}/p_{наим}$ на грунты основания зданий	
			до надстройки	после надстройки
Служебно-бытовой корпус №3 ГПЗ-5 (промышленное кирпичное здание с несущими стенами)	Суглинок мягко-пластичный	30	1,43	1,68
Здание химцеха спичфабрики "Сибирь" (промышленное кирпичное одноэтажное здание с несущими стенами)	Суглинок мягко-пластичный	31	1,36	1,2
Подземное сооружение насосной станции СОЖ ГПЗ-5 (промышленное бетонное одноэтажное сооружение с неполным каркасом)	Суглинок текуче-пластичный	21	1,11	1,38
Корпус экспериментально-опытного производства СФТИ (промышленное кирпичное двухэтажное здание с неполным каркасом)	Супесь текучая	51	1,7	1,62
Здание предприятия "Системкомплекс" (гражданское кирпичное четырехэтажное здание с несущими стенами)	Суглинок текуче-пластичный	35	1,2	1,27
Корпус детского отделения № 4 Томской психиатрической больницы (гражданское одноэтажное кирпичное здание с несущими стенами)	Супесь пластичная	70	1,5	1,7

Продолжение табл. 4.15

Рассматриваемое здание	Грунт несущего слоя основания	Приращение среднего давления Δp , кПа	Неравномерность давлений фундаментов $p_{наиб}/p_{наим}$ на грунты основания зданий	
			до надстройки	после надстройки
Здание старого анатомического корпуса Томского мединститута (гражданское кирпичное двухэтажное здание с несущими стенами)	Супесь пластичная	58	1,19	1,17

5. Приращение среднего давления фундаментов Δp на грунты основания при надстройке дополнительных этажей происходит неравномерно. У надстраиваемых одно-двухэтажных зданий в Томске приращение Δp от надстройки одного дополнительного этажа обычно больше по сравнению с надстраиваемыми трех-четырёхэтажными зданиями. Установлено, что увеличение высоты здания на 20–30% приводит к повышению давления фундаментов p на грунты основания примерно на 30–35%.

Таким образом, вышеизложенное дает представление об изменении давления фундаментов на грунты основания от надстраиваемых и восстанавливаемых зданий до и после их реконструкции (восстановления).

Анализ результатов исследований загрузки оснований фундаментов

Исследованиями установлено, что расчетное сопротивление естественного (неуплотненного) грунта основания R (по СНиП 2.02.01-83*) для 17% зданий составило не более 150 кПа, для 34% – $R = 150...200$ кПа и для 30% – $R = 200...250$ кПа. При этом значение R промышленных

зданий больше, чем гражданских, примерно на 7...20% (табл. 4.16).

Для грунтовых условий Томска наибольшие значения R наблюдаются на грунтах несущего слоя основания из супесей пластичных ($R = 213\text{--}248$ кПа), а наименьшие – на суглинках, текучепластичных и текучих ($R = 137\text{--}167$ кПа) (табл. 4.17).

Для обследованных зданий до момента их реконструкции (восстановления) были установлены параметры P/R в

Таблица 4.16

Распределение расчетного сопротивления грунта основания для обследованных зданий

Характеристики расчетного сопротивления грунта основания R , кПа	Доля выделяемых зданий, %	Распределение расчетного сопротивления грунта основания R для зданий, %	
		промышленных	гражданских
До 150	17	8	9
150–200	34	21	13
201–250	30	15	15
251–300	14	11	3
Более 300	5	5	–
Итого:	100	60	40

Таблица 4.17

Данные о расчетном сопротивлении грунта основания для зданий с несущим слоем из глинистых грунтов

Обследуемые здания	Осредненные значения расчетного сопротивления грунта основания R (кПа) для фундаментов зданий, устроенных на		
	суглинках мягкопластичных	суглинках текучепластичных	супесях пластичных
Промышленные	216	167	248
Гражданские	202	137	213

соответствии с методикой, изложенной в разделе 4.1 [27, 48]. При этом рассматривались пригодные к дальнейшей эксплуатации здания без существенных повреждений и дефектов. Здания (сооружения), которые имели значительные деформации или частично потеряли свою эксплуатационную пригодность из-за разрушения фундаментов или замачивания грунтов основания, из рассмотрения исключались. Всего было проанализировано около 70 промышленных и гражданских зданий на фундаментах мелкого заложения, возведенных на глинистых грунтах.

Результаты исследований показали, что для грунтовых условий Томска у 52% зданий грунты несущего слоя основания фундаментов уплотнены нагрузкой равной $80 \dots 100\%$ от R (степень обжатия грунта основания $p/R = 0,81 \dots 1,0$), у 28% – $60 \dots 80\%$ от R . А у 5% обследованных зданий грунты несущего слоя основания фундаментов уплотнены лишь на $50\text{--}60\%$ и менее от R . Это свидетельствует о реальных резервах повышения нагрузок на основания фундаментов (табл. 4.18).

Было также установлено, что у 15% обследованных зданий до их реконструкции (восстановления) практически не выявлены резервы дополнительного нагружения осно-

Таблица 4.18

Данные о загрузении оснований фундаментов зданий до их реконструкции и восстановления

Степень обжатия грунтов основания p/R	Доля обследованных зданий, %	Число обследованных зданий, %	
		промышленных	гражданских
До 0,6	5	3	2
0,61–0,8	28	20	8
0,81–1,0	52	30	22
Более 1	15	10	5
Итого:	100	63	37

ваний. Как показали расчеты, выполненные в соответствии с требованиями СНиП 2.02.01-83* [48], у данной группы зданий (15%) наблюдается перегрузка основания фундаментов, которая составляет от 2 до 25% и более ($p/R = 1,02-1,25$ и более). При этом значительные трещины и другие виды деформаций, свидетельствующие о потере эксплуатационной пригодности строительных конструкций у рассматриваемых зданий, отсутствовали.

Перегрузка оснований фундаментов, выявленная расчетами в соответствии с требованиями СНиП 2.02.01-83* [48], наблюдалась в основном у кирпичных промышленных и гражданских зданий, построенных в период 1900–1915 гг. на глинистых грунтах. Срок эксплуатации этих зданий обычно более 80 лет, и все они в период обследования были пригодны к дальнейшей нормальной эксплуатации. Перегрузка основания фундаментов у эксплуатируемых зданий, построенных после 1960–1970 гг., в условиях Томска встречается реже. Объяснить такую закономерность можно тем, что в зданиях ранней постройки (1900–1915 гг.) чаще использовались более тяжелые строительные конструкции (фундаменты, стены, реже перекрытия и др.). За длительный период эксплуатации эти здания неоднократно реконструировались (восстанавливались), что также обычно сопровождалось повышением нагрузок на фундаменты.

Из проанализированных результатов расчета загрузки оснований фундаментов зданий, построенных после 1960 года, установлено, что в большей степени обжаты грунты основания из суглинков мягко- и текучепластичных. Например, для гражданских зданий постройки 1960–1970 годов на суглинках мягкопластичных грунты основания фундаментов обжаты давлением p , которое составляет в среднем 88% (интервал изменения 79–92%) от расчетного сопротивления грунта основания R . В меньшей степени обжаты грунты основания из супесей пластичных.

Таблица 4.19

Загружение различных видов глинистых грунтов несущего слоя основания фундаментов обследованных зданий до их реконструкции (восстановления)

Рассматриваемые здания	Период постройки зданий, годы	Степень обжатия (p/R) грунтов несущего слоя основания фундаментов, сложенных		
		суглинками мягкопластичными	суглинками текучепластичными	супесями пластичными
Промышленные	1960–1970	0,56–1,01	0,72–0,88	0,71–0,86
	1980–1990	0,76–0,92	0,62–0,82	0,58–0,75
Гражданские	1960–1970	0,79–0,92	0,79–0,99	0,77–0,93
	1980–1990	0,59–0,85	0,65–1,0	–

Для гражданских зданий этого же периода постройки (1960–1970 гг.) на супесях пластичных грунты основания фундаментов обжаты средним давлением p , которое составляет 79% (интервал изменения 72–93%) от расчетного сопротивления грунта R . Для оснований фундаментов промышленных зданий наблюдается аналогичная тенденция по степени обжатия грунтов несущего слоя основания (табл. 4.19). Объяснить это можно субъективными факторами, поскольку проектирование фундаментов зданий в Томске на несущем слое основания из суглинков происходит чаще и такой вид грунтов изучен лучше.

Таким образом, вышеизложенное дает представление о загрузении оснований фундаментов эксплуатируемых зданий до и после их реконструкции или восстановления.

4.5. ОСОБЕННОСТИ ИЗМЕНЕНИЯ ХАРАКТЕРИСТИК ГРУНТОВ, УПЛОТНЕННЫХ ДАВЛЕНИЕМ ФУНДАМЕНТОВ РЕКОНСТРУИРУЕМЫХ И ВОССТАНОВЛЕННЫХ ЗДАНИЙ

Всего было выполнено более 160 определений плотности (ρ), влажности (W) и 125–140 определений удельного

сцепления (C) и угла внутреннего трения (φ). Основные результаты выполненных исследований свойств естественных (неуплотненных) и уплотненных (давлением фундаментов-штампов) грунтов оснований были обобщены и проанализированы по методике, изложенной в разделе 4.1. Было установлено, что в целом исследуемые характеристики грунтов возрастают вследствие уплотнения давлением фундаментов и штампов. Это подтверждается результатами ранее выполненных аналогичных исследований [5, 28, 29, 30, 31, 61, 65, 69, 70].

Была выявлена также закономерность изменения ρ , C , и φ в зависимости от степени обжатия грунтов основания p/R (рис. 4.5 и 4.6).

При построении этих зависимостей параметр p/R определялся с учетом характеристик естественных (неуплотненных) грунтов основания, которые принимались на стадии проектирования фундаментов реконструируемых и восстанавливаемых зданий. Изменение характеристик грунтов вследствие их уплотнения давлением от фундаментов (штампов) оценивалось приращениями $\Delta\rho$, ΔC , $\Delta\varphi$, выражаемых в процентах.

При уплотнении основания длительно действующим давлением от фундаментов (штампов) характеристика плотности грунта может возрасть до 20 %. При этом наибольшие значения ρ получены на глинистых грунтах (суглинках, супесях) с показателем текучести $J_L \leq 0,5$ при $p/R = 1$ (рис. 4.5). Наиболее интенсивно при уплотнении возрастает характеристика удельного сцепления. Для глинистых грунтов с показателем $J_L \leq 0,5$ при $p/R = 1$ значение C возрастает в 1,7...1,8 раза. Угол внутреннего трения φ грунта при этом возрастает незначительно. При $p/R = 1$ для всех рассматриваемых типов грунтов увеличение φ не превышает обычно 5...10% (на 1–2°).

Если в период эксплуатации здания произошло обводнение несущего слоя основания, то прочностные характе-

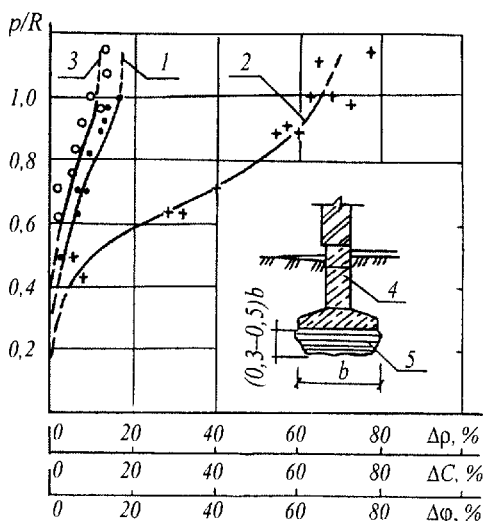
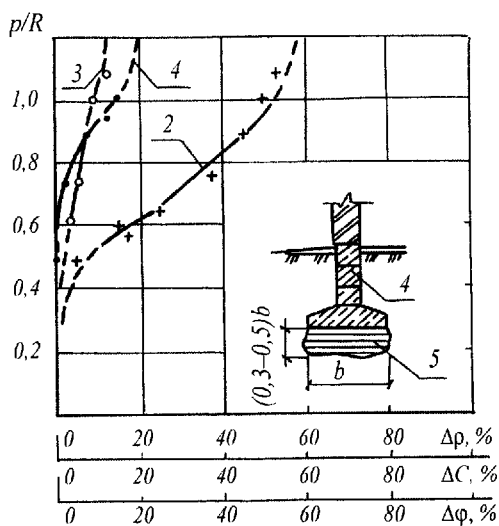


Рис. 4.5. Изменение характеристик плотности (ρ), удельного сцепления (C) и угла внутреннего трения (φ) для глинистых грунтов, уплотненных давлением от фундаментов и штампов: 1, 2, 3 – соответственно, характеристики ρ , C , φ глинистых грунтов с показателями текучести $J_L \leq 0,5$; 4 – фундамент длительно эксплуатируемого здания; 5 – зона наибольшего уплотнения грунта

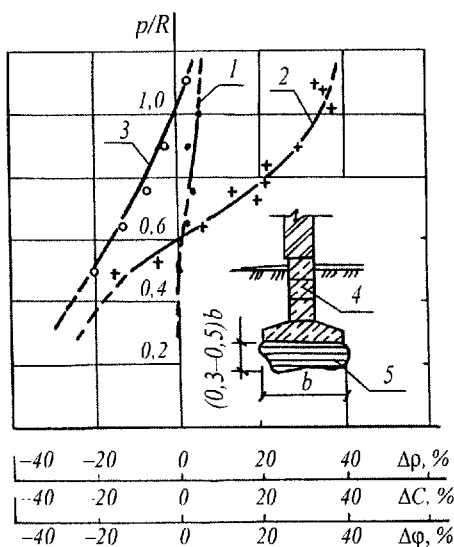
ристики грунтов, уплотненных давлением от фундаментов реконструируемых и восстанавливаемых зданий, могут уменьшаться (рис. 4.6, б). Такая закономерность наблюдается обычно в том случае, когда грунты основания обжаты вертикальным давлением, которое не превышает 60...70% от R (степень обжатия $p/R \leq 0,6...0,7$).

При $p/R = 0,9...1,0$ для случая обводненного глинистого грунта в период эксплуатации здания удельное сцепление C может возрасти лишь на 30...40%, а значение φ обычно не изменяется или уменьшается на $1...2^\circ$.

Выполненные исследования показали, что свойства гли-



а)

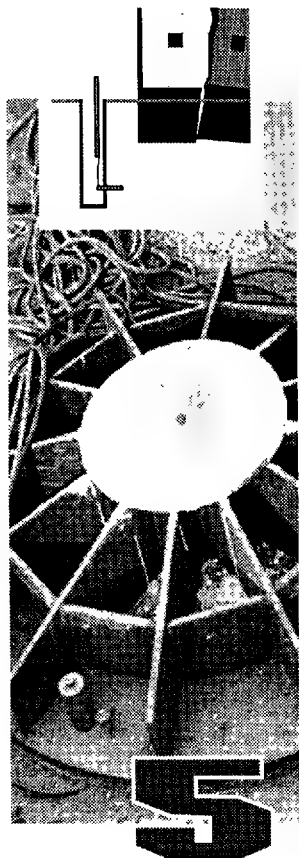


б)

Рис. 4.6.

Изменение характеристик плотности (ρ), удельного сцепления (C) и угла внутреннего трения (ϕ) для глинистых грунтов, уплотненных давлением от фундаментов и штампов: а – для глинистых грунтов с показателем текучести $J_L > 0,5$; б – то же при обводнении несущего слоя основания в период эксплуатации здания; 1, 2, 3 – соответственно, характеристики ρ , C , ϕ ; 4 – фундамент длительно эксплуатируемого здания; 5 – зона наибольшего уплотнения грунта

нистых грунтов, уплотненных давлением фундаментов длительно эксплуатируемых зданий (реконструируемых, восстанавливаемых) улучшаются, когда грунты основания обжаты вертикальным давлением, составляющим 50% и более от R (степень обжатия $p/R > 0,5$). Дополнительное обводнение грунтов несущего слоя основания фундаментов приводит к ухудшению прочностных свойств уплотненных пылевато-глинистых грунтов. Такое ухудшение прочностных свойств уплотненных глинистых грунтов наблюдается обычно при $p/R = 0,6 \dots 0,7$ и менее.



ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ СВОЙСТВ И НАПРЯЖЕННО- ДЕФОРМИРОВАННОГО СОСТОЯНИЯ ОСНОВАНИЙ МОДЕЛЕЙ ФУНДАМЕНТОВ ДЛЯ УСЛОВИЙ РЕКОНСТРУКЦИИ И ВОССТАНОВЛЕНИЯ ЗДАНИЙ

Экспериментально установлены закономерности распределения контактных давлений и напряжений в глинистых (лессовых) и техногенных (зольных) грунтах в основании штампов-фундаментов при нагружении, характерном для условий реконструкции и восстановления зданий. Усовершенствована методика проведения экспериментальных исследований. Рассмотрены вопросы выбора грунтовых условий, выявлены закономерности изменения свойств грунтов при нагружении.

В процессе реконструкции и восстановления зданий происходит изменение нагрузок на грунты оснований фундаментов. Эти изменения чаще связаны с частичной разгрузкой грунтов оснований и последующим их повторным нагружением. Данные об изменении строительных свойств и напряженно-деформированного состояния грунтов, залегающих в основании фундаментов реконструируемых (восстанавливаемых) зданий весьма противоречивы. При этом таких исследований выполнено ограниченное количество. Чтобы восполнить этот пробел и получить исходные данные для разработки методов проектирования, были проведены специальные исследования по выявлению закономерностей изменения свойств различных видов грунтов, контактных давлений и напряженно-деформированного состояния оснований жестких штампов-фундаментов при различных схемах нагружения, характерных для условий реконструкции и восстановления зданий.

5.1. ВЫБОР ГРУНТОВЫХ УСЛОВИЙ ДЛЯ ПРОВЕДЕНИЯ ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫХ ИССЛЕДОВАНИЙ

Исследования физико-механических свойств и напряженно-деформированного состояния оснований штампов-фундаментов проводились в городах Грозном, Георгиевске и Томске с 1976 по 1994 годы на опытных площадках, которые в пределах глубины сжимаемой толщи оснований фундаментов были сложены глинистыми и техногенными грунтами. Глинистые грунты были представлены в основном лессовыми суглинками и супесями различной влажности (консистенции). При этом опыты проводились на лессовых грунтах природной влажности и предварительно увлажненных (Грозный, Георгиевск, Томск). В качестве техногенных грунтов рассматривались зола и золошлаковые отходы тепловых электростанций (Томск). Опыты на

техногенных грунтах из золы (зольных грунтах) проводились при различной влажности и плотности сложения основания [73].

Выбор лессовых грунтов для экспериментальных исследований был обоснован тем, что такие грунты в наибольшей степени меняют свое состояние при замачивании или действии внешней нагрузки. По своей природе лессовые грунты, как правило, недоуплотнены и при малой влажности обладают достаточно высокой структурной прочностью. Они залегают пластами большой мощности и в пределах сжимаемой толщи основания фундаментов обычно однородны и изотропны по своим свойствам.

Примерно таким же требованиям соответствуют техногенные грунты из золошлаковых отходов. Такие грунты в пределах глубины сжимаемой толщи основания фундаментов также практически однородны и изотропны. При проведении экспериментов по нагружению опытных штампов-фундаментов на грунтах из золы моделирование оснований осуществлялось для различной степени их уплотнения. Это дало возможность выявить закономерности изменения свойств и напряженно-деформированного состояния зольных грунтов в зависимости от плотности их сложения, влажности и других параметров [74, 75, 76].

Опытная площадка в г. Грозном (1976–1977 гг.) размером примерно 50×50 м находилась на юго-восточной окраине города (район терапевтического корпуса республиканской больницы). Рельеф площадки сравнительно ровный с абсолютными отметками 285,5–286,5 м и небольшим уклоном к юго-западу. Для выяснения литологического строения площадки были пробурены 47 скважин на глубину от 4 до 30 м и пройдено 5 шурфов глубиной до 3,5 м. Геологический разрез опытной площадки представлен следующими грунтами:

1. Почвенно-растительный слой мощностью 0,2–0,4 м.

2. Слой маловлажного макропористого лессовидного суглинка, гумусированного, от полутвердой до твердой консистенции, желтовато-коричневого цвета с включением гипса и карбонатных солей залегает ниже. Толщина этого слоя колеблется от 14,2 до 16,4 м.
3. Прослойка погребенной почвы – суглинка темно-коричневого цвета с обильным включением солей – мощностью 2,9–3,5 м находится на глубине 15–17 м от поверхности.
4. Слой маловлажного макропористого суглинка желтовато-коричневого цвета, полутвердой консистенции с включением карбонатных солей залегает ниже, на глубине 17,0–19,3 м. Мощность этого слоя колеблется от 9,7 до 12,5 м.
5. Мелкий галечник с песчаным заполнителем находится на глубине 28–30 м от поверхности.

Подземные воды до глубины 30 м не вскрыты.

Опытная площадка в г. Георгиевске (1977–1979 гг.) находилась на южной окраине города (район ул. Парковой). Поверхность площадки сравнительно ровная со слабым уклоном к западу. Абсолютные отметки поверхности колеблются от 299,5 до 301,0 м (размеры площадки примерно 60×60 м).

Для выяснения литологического строения площадки было пройдено 7 шурфов на глубину до 3,5 м и пробурена одна скважина глубиной 32 м. В геологическом разрезе на разведанную глубину площадка представлена следующими грунтами:

1. Почвенно-растительный слой мощностью 0,3–0,6 м.
2. Суглинок желтовато-серый, маловлажный, макропористый с включением мелкокристаллического гипса, полутвердой и твердой консистенции, мощностью до 19–21 м.

Подземные воды в пределах пройденной глубины до 30 м не встречены.

Опытные площадки в г. Томске (1980–1994 гг.), которые находились на территории золоотвала Томской ГРЭС-2 (р-н ул. Сергея Вицмана), на полигоне Томского инженерно-строительного института* (р-н села Кафтанчиково) и в других районах города, сложены до глубины 3–6 м и более лессовыми суглинками и супесями.

Опытная площадка на золоотвале оборудована в 1983 году, размером 20х20 м. Площадь золоотвала более 40 га, она разделена на секции, образованные в различное время.

Формирование основания из золы на золоотвале осуществляется и осуществляется в настоящее время следующим образом. Зола как продукт сжигания каменного угля поступает по трубам с ГРЭС-2 в виде пульпы на территорию золоотвала. Пульпа состоит примерно на 80% из воды и на 20% из золы. Чтобы не происходило растекание пульпы по большой площади, на границах секций устраиваются насыпи из золы и грунта высотой 3–5 м. В образовавшейся таким образом секции устраивают дренажную систему для отвода воды, поступающей при транспортировке пульпы. Эта вода собирается в отстойник, расположенный вблизи золоотвала, а затем вновь подается на ГРЭС-2. По мере поступления пульпы в секции происходит постепенное оседание золы и формирование основания. При этом в процессе заполнения секций золой производится постепенное наращивание насыпей вокруг секций.

Зола гидроудаления Томской ГРЭС-2 по гранулометри-

* В 1993 году Томский инженерно-строительный институт (ТИСИ) был преобразован в Томскую государственную инженерно-строительную академию (ТГАСА), а в 1997 году – в Томский государственный архитектурно-строительный университет (ТГАСУ).

ческому составу соответствует супесям или пылеватым пескам [77, 78, 79]. Содержание гравийных частиц находится в пределах от 0,27 до 1,2%, песчаных – от 36 до 46%, пылеватых – от 37,5 до 52%, глинистых – от 3,4 до 8,5%. В основном преобладают частицы размером менее 0,1 мм, что дает основание отнести данный золошлаковый материал к золам [80, 81].

По химическому составу зола Томской ГРЭС-2 является кислой (SiO_2 более 50%). Содержание химических компонентов, способствующих цементации, невелико, поэтому зола обладает слабыми вяжущими свойствами (содержание Mg и CaO, соответственно, равно 0,25–0,74 и 2,69–5,45%). Содержание сернистых соединений незначительно (SO_3 не превышает 0,15–0,34%), и, следовательно, зола не является агрессивной по отношению к бетону и арматуре. Потери при прокаливании находятся в пределах 1,6–4,5% [77].

По данным Томской областной санэпидемстанции, Томского политехнического университета, ТГАСУ (1988–1995 гг.), зола гидроудаления Томской ГРЭС-2 не обладает специфическими неблагоприятными свойствами и может быть использована в строительстве.

Опытная площадка на полигоне ТИСИ (р-н села Кафтанчиково) была оборудована специальным лотком размером 3×3 м и глубиной 3,2 м, устроенным ниже поверхности земли.

Исследования напряженно-деформированного состояния основания жестких штампов проводились на насыпной золе различной плотности сложения, которая оценивалась коэффициентом уплотнения $K_{\text{суп}}$. Зола завозилась на опытную площадку с золоотвала Томской ГРЭС-2.

Опытные площадки в других районах г. Томска оборудовались в непосредственной близости от реконструируемых и восстанавливаемых зданий. Для определения физико-механических свойств грунтов отбирались монолиты и

пробы по всей пройденной глубине основания. Отбор монолитов и проб из лессовых грунтов производился при естественной влажности (маловлажные грунты) и предварительно замоченных (влажных). Образцы и пробы техногенного грунта из золы различной плотности сложения и влажности отбирались из основания. При исследовании физических свойств большое внимание уделялось определению характеристики плотности и влажности грунтов опытных площадок непосредственно в полевых условиях. Это делалось для осуществления контроля за лабораторными исследованиями, так как при транспортировке образцов возможно было нарушение их структуры и потеря влажности.

При анализе результатов исследований физических свойств грунтов опытных площадок было установлено, что в пределах глубины сжимаемой толщи основания фундаментов (до 3,5–4,0 м) наблюдается незначительное увеличение плотности и влажности грунтов, которое не превышает обычно 2–3%. Следовательно, грунтовые основания опытных площадок можно считать практически однородными.

Поскольку изменение физических характеристик грунтов по глубине до 3,5–4,0 м незначительно, то в дальнейшем, при оценке результатов исследований напряженно-деформированного состояния грунтов в основании штампов-фундаментов, использовались их осредненные значения (табл. 5.1).

Таким образом, приведенные данные свидетельствуют о том, что выбранные грунтовые условия являются вполне приемлемыми для проведения экспериментальных исследований свойств грунтов и напряженно-деформированного состояния оснований штампов-фундаментов при их нагружении, характерном для условий реконструкции и восстановления зданий.

Таблица 5.1

Осредненные значения физических характеристик и показателей грунтов опытных площадок в пределах сжимаемой толщины оснований штампов-фундаментов (глубина 3,5–4 м)

Опытные площадки	Тип грунта в основании	Весовая влажность грунта, %	Плотность грунта, г/см ³	Коэффициент уплотнения грунта	Плотность сухого грунта, г/см ³	Плотность частиц грунта, г/см ³	Коэффициент пористости грунта	Степень влажности грунта	Показатель текучести	Число пластичности, %
г. Грозный (р-н терапевтического корпуса республиканской больницы)	Лесовый суглинок природной влажности	12,5	1,59	–	1,41	2,73	0,94	0,36	< 0	9
	Лесовый суглинок увлажненный	23,6	1,79	–	1,44	2,73	0,9	0,72	0,66	9
	Лесовый суглинок природной влажности	13,8	1,70	–	1,50	2,71	0,79	0,47	< 0	13,5
г. Георгиевск (р-н ул. Парковой)	Лесовый суглинок	22,0	1,81	–	1,49	2,71	0,81	0,73	0,39	13,5
	Лесовый суглинок увлажненный	61,0	1,42	0,86	0,88	2,23	1,53	0,89	–	–
г. Томск (территория золоотвала)	Намытый грунт из золы Томской ГРЭС-2	40,0	1,16	0,86	0,84	2,21	1,62	0,55	–	–
г. Томск (полигон ТИСИ)	Насыпной грунт из золы Томской ГРЭС-2 (основание рыхлого сложения)									

Продолжение табл. 5.1

Опытные площадки	Тип грунта в основании	Весовая влажность грунта, %	Плотность грунта, г/см ³	Коэффициент уплотнения грунта	Плотность сухого грунта, г/см ³	Плотность частиц грунта, г/см ³	Коэффициент пористости грунта	Степень влажности грунта	Показатель текучести	Число пластичности, %
г. Томск (полигон ТИСИ)	Насыпной грунт из золы Томской ГРЭС-2 (основание средней плотности сложения)	37,0	1,19	0,92	0,88	2,21	1,50	0,55	—	—
г. Томск (третья терраса)	Лесовый суглинок природной влажности	21	1,89	—	1,56	2,71	0,74	0,77	0,55–0,72	9–13
г. Томск (вторая терраса)	Лесовая супесь природной влажности	14	1,96	—	1,72	2,69	0,57	0,66	0,45–0,75	4
г. Томск (вторая терраса)	Лесовая супесь увлажненная	18	1,97	—	1,67	2,68	0,59	0,83	> 1	3

5.2. ИССЛЕДОВАНИЯ СТРОИТЕЛЬНЫХ СВОЙСТВ ГЛИНИСТЫХ И ТЕХНОГЕННЫХ ГРУНТОВ ПРИ НАГРУЖЕНИИ

Методика проведения исследований

Для выявления закономерностей изменения свойств глинистых (лессовых) и техногенных (зольных) грунтов при их нагружении, характерном для условий реконструкции и восстановления зданий, были выполнены лабораторные и натурные исследования [12, 73, 74, 75, 78, 82].

Прочностные характеристики грунтов исследовались в одноплоскостных срезных приборах ПСГ-2м, ВСВ-1 в условиях консолидированного и неконсолидированного среза и при различных схемах (траекториях) нагружения образцов. Испытания проводились на образцах грунтов различной влажности, консистенции и плотности сложения.

Исследования деформационных характеристик грунтов (модуля деформации, начального просадочного давления, коэффициента бокового давления и др.) проводились в компрессионных приборах, жесткими штампами в лотке и в полевых условиях на опытных площадках. При этом опыты выполнялись с образцами грунта различной площади при различных схемах нагружения и различных критериях стабилизации деформаций. Исследовались также вопросы влияния влажности, плотности сложения основания и других факторов на изменение модуля деформаций грунтов и др. [13, 18, 83].

Выбор размеров штампов для испытания грунтов статическими нагрузками имеет важное значение при проведении полевых испытаний. Это подтверждается многочисленными экспериментальными исследованиями, проведенными в России и за рубежом [14, 20, 21, 84, 85]. На основании исследований, выполненных в НИИОСПе им. Н.М. Герсевича, МИСИ им. В.В. Куйбышева (ныне МГСУ), Фондamenteпроекте и других организациях, реко-

мендуется применять для испытаний в шурфах песчаных грунтов (плотных и средней плотности), а также глинистых грунтов (суглинков, глин) с консистенцией $J_L \geq 0,25$ жесткие круглые штампы площадью 2500–5000 см². Для песков рыхлых и глинистых (пылевато-глинистых) грунтов (суглинков, глин) с показателем консистенции $J_L > 0,25$ рекомендуется применять в шурфах штампы площадью не менее 5000 см² [14, 18, 85]. При испытаниях слабых водонасыщенных и других сильносжимаемых глинистых грунтов предпочтение следует отдавать круглым жестким штампам больших размеров (площадью 10000 см²) [20].

При проведении полевых испытаний грунтов на опытных площадках в городах Грозном, Георгиевске и Томске использовались жесткие круглые штампы площадью 5000 и 10000 см² (рис. 5.1). В лабораторных испытаниях зольных грунтов в лотке применялись жесткие круглые штампы площадью 600 см² и жесткие квадратные штампы площадью 1400 см² [74].

Обоснование жесткости штампов производилось по методике М.И. Горбунова-Посадова (1949), усовершенствованной автором для случаев, когда при испытаниях при-

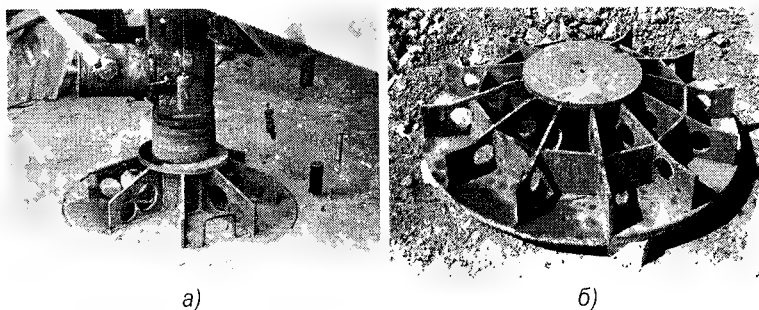


Рис. 5.1. Общий вид жестких круглых штампов площадью 5000 см² (а) и 10000 см² (б), используемых в экспериментальных исследованиях на опытных площадках

меняются пустотные металлические круглые штампы с ребрами жесткости [86],

$$S = \frac{1 - \nu_1^2}{1 - \nu_0^2} \frac{E_0}{E_1} \frac{R_1^3}{h_{np}^3}, \quad (5.1)$$

где S – показатель гибкости штампа; E_1 и ν_1 – модуль упругости и коэффициент Пуассона материала штампа; E_0 и ν_0 – модуль общей деформации и коэффициент бокового расширения грунта; R_1 – радиус нижней плиты штампа; h_{np} – приведенная высота штампа.

При показателе гибкости S менее 0,5 штамп считается абсолютно жестким. Приведенная высота штампа определяется из выражения

$$h_{np} = \sqrt[3]{h(6H^2 + 8h^2 - 12Nh)}, \quad (5.2)$$

где H – общая высота штампа; h – толщина нижней плиты штампа. Для изготовленных штампов показатель гибкости S был равен 0,06 и менее при принятом в расчете модуле общей деформации грунта 30 МПа. Таким образом, используемые в экспериментальных исследованиях штампы были абсолютно жесткими.

Для проведения полевых экспериментальных исследований деформационных свойств и напряженно-деформированного состояния грунтов в основании штампов (фундаментов) на опытных площадках в городах Грозном и Георгиевске автором совместно с В.Ф. Сидорчуком и А.В. Знаменским была разработана специальная рычажная установка (рис. 5.2) для испытаний грунтов статическими нагрузками с максимальной передачей усилия до 700 кН (70 тс) [86, 87].

Конструкция рычага выполнена из стального прокатного профиля в двух вариантах: в виде пространственной фермы и составной плоской стрелы. Изготовление составной стрелы было продиктовано удобством транспортиров-

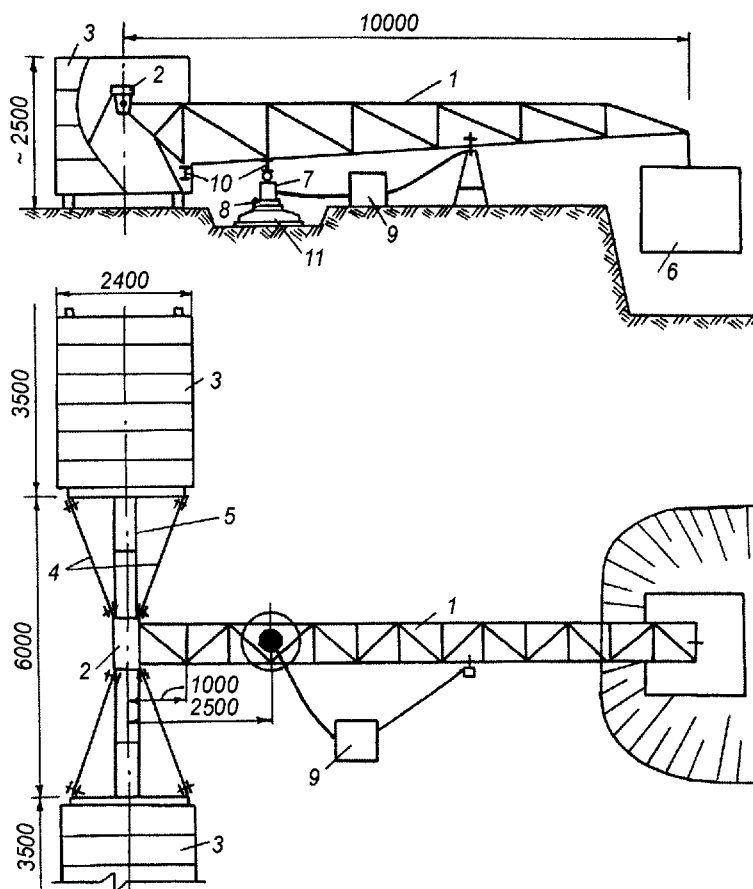


Рис. 5.2. Конструкция загрузочного устройства для испытаний грунтов статическими нагрузками: 1 – рычаг; 2 – упорный узел; 3 – платформы с грузом; 4 – растяжки; 5 – плоская распорная рама; 6 – бак; 7 – гидравлический домкрат с шаровой пятой; 8 – динамометр; 9 – автоматическая насосная станция с устройством для поддержания рычага в заданном положении; 10 – опорные узлы; 11 – штамп

ки и монтажа рычага. Общий вид загрузочного устройства с различной конструкцией рычага представлен на рис. 5.3.

Монтаж загрузочного устройства осуществляется автокраном на подготовленной и спланированной площадке по разбивочной сетке за 3–5 часов. Для обеспечения постоянного направления и места приложения нагрузки рычаг удерживается в заданном положении с помощью гидравлического домкрата. Это можно осуществить в автоматическом режиме с помощью устройства, следящего за положением рычага и электрической насосной станции. Технические характеристики загрузочного устройства приведены в табл. 5.2.

Проведенные испытания показали, что применение данного загрузочного устройства дает некоторые преимущества по сравнению с известными конструкциями устройств и установок [14, 88, 89]. Основное из этих преимуществ заключается в том, что в процессе испытаний создается постоянная следящая нагрузка на штамп (сваю), что важно при больших осадках. В результате такого усовершенствования исключается необходимость в круглосуточном дежурстве для поддержания заданной нагрузки.

Для проведения полевых штамповых испытаний глинистых (лессовых) и техногенных (зольных) грунтов на опытных площадках в г. Томске использовались установки с грузовой платформой, служащей упором для гидравлического домкрата [14, 36].

На опытных площадках в городах Грозном, Георгиевске и Томске штампы нагружались ступенями по 10–50 кПа до условной стабилизации деформаций грунта. Чтобы смоделировать схемы работы оснований фундаментов реконструируемых (восстанавливаемых) зданий, в опытах выполнялась промежуточная разгрузка штампов-фундаментов, а затем их повторное нагружение. Это делалось обычно в интервале давлений по подошве штампов 100–200 кПа. За критерий условной стабилизации принималась скорость



а)



б)

Рис. 5.3. Общий вид загрузочного устройства для испытаний грунтов статическими нагрузками: а – с рычагом в виде пространственной фермы; б – с рычагом в виде составной стрелы.

Таблица 5.2

**Технические характеристики загрузочного устройства
для испытания грунтов статическими нагрузками**

Технические характеристики	Конструкция рычага	
	пространственная ферма	составная стрела
Длина рычага, м	10	9
Максимальное усилие на штамп (сваю), допускаемое при нагружении рычага, кН при соотношении плеч		
1:10	700	—
2,5:10	280	—
1:9	—	400
2:9	—	260
Вес загрузочного устройства, кН	300	290
Вес рычага, кН	14	15,5
Вес пустого бака, кН	5,7	3,7
Вес упорного узла с растяжками, кН	4,3	4,3
Вес грузовых платформ, кН	6	6
Емкость бака, м ³	6,5	4
Максимальная глубина проведения испытаний в шурфах, м	3	3
Минимальное расстояние от оси приложения нагрузки до грузовых платформ, м	3	3
Число испытаний с одной стоянки загрузочного устройства	4	4

осадки штампа, не превышающая 0,1 мм за два часа нагружения [14, 18, 90]. Осадки штампов измерялись прогибомерами конструкции Н.Н. Максимова (ПМ-3) с ценой деления 0,1 мм, которые крепились к реперной системе. Кроме осадок штампов, в отдельных опытах измерялись деформации поверхности основания за пределами штампов с помощью индикаторов часового типа (ИЧ) с ценой

деления 0,01 мм. Снятие показаний по прогибомерам, индикаторам и другим приборам производилось сразу после приложения нагрузки на штамп, через 5, 10, 15, 30 минут, а затем через 1 час. Далее отсчеты снимались через каждый час или два (в зависимости от скорости осадки) до условной стабилизации деформаций грунта.

Результаты экспериментальных исследований свойств и поведения различных видов грунтов при нагружении

Исследования физических свойств, деформируемости и прочности рассматриваемых глинистых (лессовых) и техногенных (зольных) грунтов, выполненные автором за 1972–1985 гг., а также обобщение данных других организаций (МИСИ, СевкавказТИСИЗ, ТомскТИСИЗ, ТИСИ и др.) позволили установить ряд особенностей, которые могут быть использованы при разработке методов расчета и проектирования фундаментов реконструируемых (восстанавливаемых) зданий.

В проведенных исследованиях на опытных площадках в городах Грозном, Георгиевске и Томске было выявлено, что в пределах глубины сжимаемой толщи основания фундаментов (штампов) значения модуля общей деформации грунтов E_0 , установленные по результатам компрессионных испытаний, различаются незначительно. Отклонение полученных значений E_0 не превышает обычно 8–12%. Это подтверждает однородность сложения исследуемых грунтов (глинистых, техногенных) на выбранных опытных площадках.

По результатам компрессионных испытаний установлено, что для лессовых суглинков природной влажности городов Грозного и Георгиевска в интервале вертикального давления на образцы до 200 кПа значения компрессионного модуля общей деформации могут отличаться в 2–3 раза и более, а для лессовых грунтов Томска (суглинков,

супесей) при аналогичных условиях испытаний – в 1,4–1,7 раза (табл. 5.3).

Для лессовых грунтов городов Грозного и Георгиевска в интервале малых вертикальных давлений (до 20–30 кПа) осадки штампов на основании природной влажности (маловлажном) и увлажненном (влажном) практически одинаковы, что можно объяснить структурными свойствами рассматриваемых лессовых грунтов. С увеличением нагрузок наблюдается резкое различие в осадках штампов (рис. 5.4 и 5.5). Например, при среднем давлении по подошве 60 кПа осадки штампов на маловлажном и влажном основании г. Грозного различаются почти в 20 раз, а г. Георгиевска – в 2 раза. Если деформируемость рассматриваемых лессовых грунтов (Грозный, Георгиевск) оценивать коэффициентом изменчивости сжимаемости α [91], то большей изменчивостью сжимаемости при замачивании обладают лессовые грунты Грозного, характеризующиеся наибольшим

Таблица 5.3

Результаты исследования сжимаемости различных видов лессовых грунтов в компрессионных приборах

Виды и разновидности лессовых грунтов	Значения модуля общей деформации грунтов E_0 , МПа, при давлении, кПа				
	20	60	100	140	200
Лессовый суглинок природной влажности, высокопористый, твердый (Георгиевск)	5,2	6,8	9,7	12,4	18,6
Лессовый суглинок природной влажности, низкопористый, мягкопластичный (Томск, третья терраса)	–	–	5,5	6,5	7,6
Лессовая супесь природной влажности, низкопористая, пластичная (Томск, вторая терраса)	–	6,9	5,4	7,4	8,2

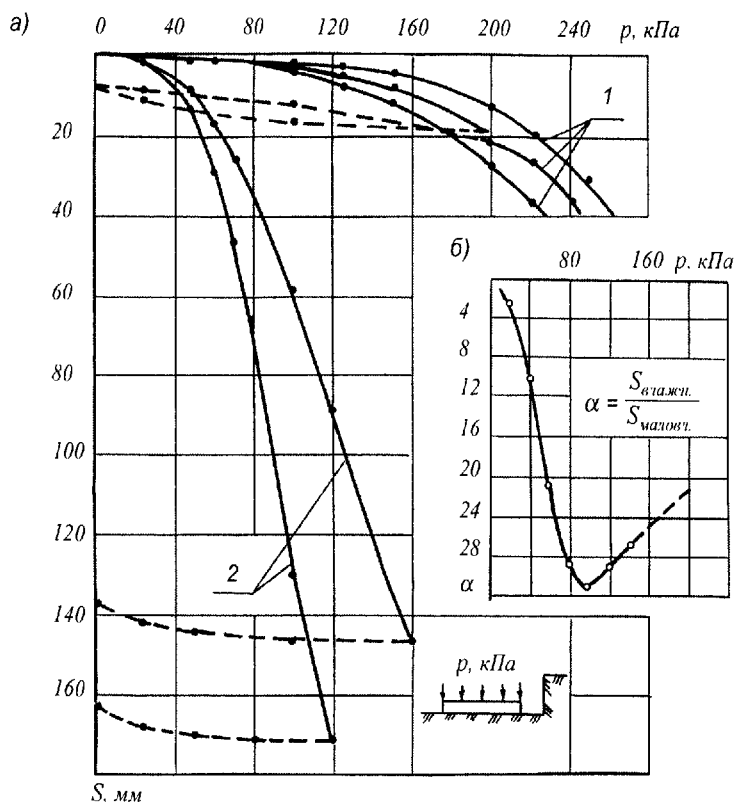


Рис. 5.4. Графики осадок штампов площадью 10000 см² на лессовых суглинках г. Грозного (а) и изменение коэффициента α (б): 1 – основание природной влажности; 2 – основание, предварительно увлажненное

коэффициентом пористости (рис. 5.4, б). Осадки штампов (фундаментов) на маловлажных и увлажненных лессовых грунтах Грозного могут различаться примерно в тридцать раз ($\alpha = 31,3$ при $p = 100$ кПа), а Георгиевска – примерно в шесть раз ($\alpha = 5,8$ при $p = 140$ кПа).

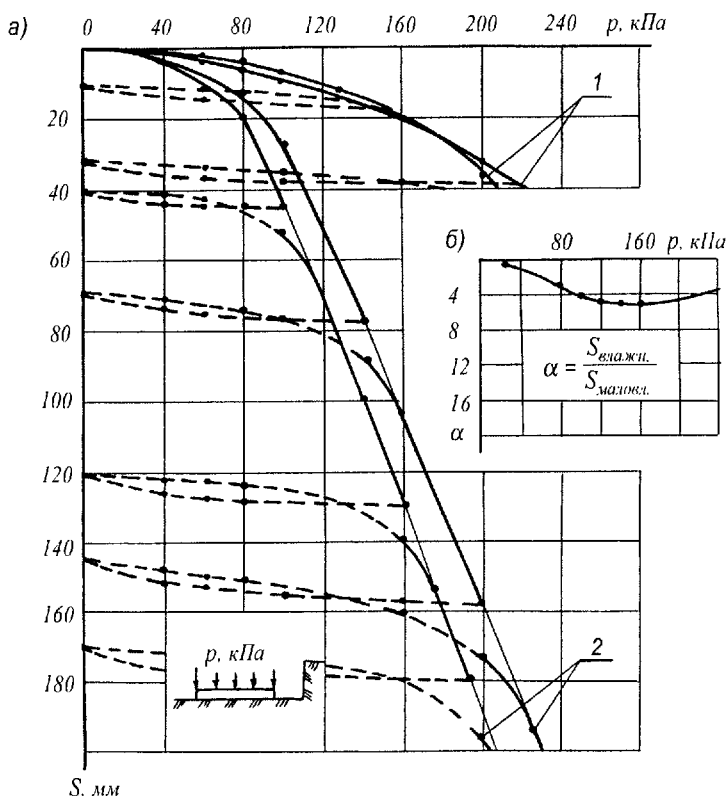


Рис. 5.5. Графики осадок штампов площадью 10000 см² на лессовых суглинках г. Георгиевска (а) и изменение коэффициента α (б): 1 – основание природной влажности; 2 – основание, предварительно увлажненное

Необходимо отметить, что максимальное различие в осадках штампов на лессовых грунтах природной влажности и увлажненных наблюдается лишь в определенном интервале давлений. Так, для лессового основания Грозного этот интервал давлений находится в пределах 80–140

кПа, для грунтов Георгиевска он выше и соответствует 120–300 кПа (рис. 5.5, б).

Результаты полевых штамповых испытаний (площадь штампов 10000 см²) на опытных площадках в городах Грозном и Георгиевске показывают, что наблюдается резкое различие значений модуля общей деформации E_0 для лессовых грунтов природной влажности (маловлажных) и предварительно увлажненных (влажных). Для маловлажных лессовых грунтов г. Грозного значения модуля общей деформации в интервале давлений до 200 кПа изменяются от 8 до 34 МПа, а г. Георгиевска – от 5,1 до 16,1 МПа. Для влажных лессовых грунтов значения модуля общей деформации получены меньшими и в интервале давлений до 140 кПа составляют для Грозного 0,7–16,5 МПа, для Георгиевска – 1,4–15,8 МПа.

Автором проводилось сравнение значений модуля общей деформации лессовых грунтов Грозного, Георгиевска при различной их влажности, установленных по результатам компрессионных испытаний и по данным полевых испытаний лессовых грунтов жесткими круглыми штампами площадью 10000 см² (табл. 5.4). Аналогичное сравнение значений модуля общей деформации выполнялось для лессовых мягкопластичных суглинков г. Томска, имеющих различную пористость (табл. 5.5). Для сопоставления использовались результаты опытов, проводимых при одинаковой схеме нагружений (ступенями по 20–25 кПа), критериях стабилизации деформаций и интервале вертикальных давлений [92, 93]. Как показало сравнение, в большинстве случаев для увлажненных лессовых грунтов значения модуля общей деформации, установленные по результатам штамповых и компрессионных испытаний, различаются незначительно (в пределах 25–30%). Для лессовых грунтов природной (естественной) влажности значения модуля общей деформации, установленные по результатам полевых штамповых испытаний, оказываются при-

Таблица 5.4

**Сравнение результатов исследований сжимаемости
лессовых грунтов, выполненных различными методами**

Вид и разновидность лессовых грунтов	Значения модуля общей деформации грунтов E_0 , МПа, при давлении, кПа					
	60	100	140	60	100	140
	компрессионные испытания			полевые штамповые испытания (площадь штампа 10000 см ²)		
Лессовый суглинок природ- ной влажности, высокопо- ристый, твердый (Грозный)	–	7,1	11,4	33,0	25,5	18,0
Лессовый суглинок увлаж- ненный, высокопористый, мягкопластичный (Грозный)	–	1,6	1,0	1,8	1,0	0,7
Лессовый суглинок природ- ной влажности, высокопорис- тый, твердый (Георгиевск)	6,8	9,7	12,4	13,1	9,4	7,7
Лессовый суглинок увлаж- ненный, высокопористый, тугопластичный (Георгиевск)	5,2	3,5	1,4	6,0	2,2	1,4

Таблица 5.5

**Сопоставление данных компрессионных и полевых штампо-
вых испытаний лессовых мягкопластичных суглинков Томска
при изменении вертикального давления 100–200 кПа***

Вид испытаний	Значения модуля общей деформации грунтов E_0 , МПа, при коэффициенте пористости			
	0,51–0,6	0,61–0,7	0,71–0,8	0,81–0,9
Компрессионные	103	88	80	60
Полевые штамповые (площадь штампов 2500 и 5000 см ²)	226	167	136	78

* При сопоставлении данных использованы материалы ЗАО Томск-ТИСИЗ, ТГАСУ и других организаций Томска.

мерно на 115–220% (в 1,15–2,2 раза) больше значений, полученных при компрессионных испытаниях.

При проведении полевых штамповых испытаний на предварительно увлажненных лессовых грунтах жесткими штампами различной площади (5000 и 10000 см²) определялась величина структурной прочности сжатия (начального давления просадочности). Одновременно этот же параметр устанавливался по результатам лабораторных исследований в компрессионных приборах (табл. 5.6). Результаты этих исследований показывают, что значения структурной прочности сжатия предварительно увлажненных лессовых грунтов, установленные различными методами, различаются незначительно. Полученные результаты согласуются с данными других авторов [20, 94].

Исследования прочностных характеристик проводились на образцах лессовых грунтов природной влажности и предварительно увлажненных, которые отбирались на опытных площадках в пределах глубины 3–4 м и более (табл. 5.7). Анализ полученных результатов показывает, что на прочностные характеристики лессовых грунтов оказывает влияние методика проведения испытаний (консоли-

Таблица 5.6
Результаты определения структурной прочности сжатия увлажненных лессовых грунтов

Вид испытаний	Структурная прочность сжатия, кПа		
	увлажненный лессовый суглинок мягкопластичный (Грозный)	увлажненный лессовый суглинок тугопластичный (Георгиевск)	увлажненный лессовый суглинок мягкопластичный (Томск)
Компрессионные	25–35	60	70–80
Полевые штамповые (площадь штампов 2500 и 5000 см ²)	35	70	–

Таблица 5.7

Результаты исследований прочностных характеристик лессовых грунтов

Вид и разновидность лессовых грунтов	Прочностные характеристики грунта φ и C			
	консолидированный срез		неконсолидированный срез	
	φ , град	C , кПа	φ , град	C , кПа
Лессовый суглинок природной влажности, высокопористый, твердый (Грозный)	–	–	24	42
Лессовый суглинок природной влажности, высокопористый, мягкопластичный (Грозный)	22	13	21	10
Лессовый суглинок природной влажности, высокопористый, твердый (Георгиевск)	–	–	25	40
Лессовый суглинок природной влажности, высокопористый, мягкопластичный (Георгиевск)	24	25	23	20
Лессовый суглинок природной влажности, низкопористый, мягкопластичный (Томск, третья терраса)	19	23	19	18
Лессовая супесь природной влажности, низкопористая, пластичная (Томск, вторая терраса)	25	18	24	14
Лессовая супесь увлажненная, низкопористая, текучая (Томск, вторая терраса)	21	11	20	9

дированный или неконсолидированный срез), вид, влажность, пористость грунта и другие факторы.

Увеличение влажности лессовых грунтов приводит к уменьшению прочностных характеристик. Особенно это сказывается на изменении величины удельного сцепления лессовых грунтов. Например, при увеличении влажности примерно в два раза удельное сцепление уменьшается с 42 до 10 кПа (суглинок, Грозный), с 40 до 20 кПа (сугли-

нок, Георгиевск), с 14 до 8 кПа (супесь, Томск). Угол внутреннего трения при этом уменьшается на 2–4 град. В целом прочностные характеристики лессовых грунтов, установленные по результатам консолидированного среза, оказываются больше, чем прочностные характеристики лессовых грунтов, установленные в условиях неконсолидированного среза (угол внутреннего трения φ больше в среднем на 3–4%, а удельное сцепление C – на 12–27%).

Строительные свойства техногенных грунтов из золы весьма своеобразны. Они обладают низкой по сравнению с обычными естественными грунтами плотностью и высокой пористостью. Например, плотность золы ρ на золоотвале колеблется от 1,0 до 1,5 г/см³. Коэффициент пористости e искусственных грунтов из золы в естественных условиях залегания (на золоотвале) превышает единицу и равен 1,3–2,0. Объясняется это пористым строением самих частиц золы. Насыпная плотность золы в воздушно-сухом состоянии составляет 0,7–0,8 г/см³. Плотность твердых частиц золы $\rho_s = 2,2\text{--}2,33$ г/см³.

При устройстве оснований фундаментов, обратных засыпок, подсыпок под полы, стилобатов и решении других вопросов в условиях реконструкции (восстановления) зданий необходимо знать плотность сложения техногенных грунтов из золы, которая оценивается обычно коэффициентом уплотнения $K_{\text{суп}}$. С этой целью была выполнена серия опытов по определению характеристик стандартного уплотнения: максимальной влажности $\rho_d^{\text{макс}}$ и оптимальной влажности $W_{\text{опт}}$ золы [95]. Проведенные с многократной повторностью исследования показали, что указанные характеристики могут различаться между собой примерно на 3–8% в зависимости от места отбора проб на золоотвале. Средние значения характеристик стандартного уплотнения равны $\rho_d^{\text{макс}} = 1,03$ г/см³ и $W_{\text{опт}} = 35\%$. Наибольшие значения прочностных характеристик техногенных

грунтов из золы получены при максимальной плотности сложения.

Например, при коэффициенте уплотнения $K_{\text{сот}} = 0,95-0,97$ и влажности, близкой к оптимальной ($W = 35-37\%$), значения удельного сцепления золы равны $C = 15-20$ кПа и угла внутреннего трения $\varphi = 32-33$ град. Установлено, что влияние плотности сложения (коэффициента уплотнения) и влажности сказывается существенно на изменении величины удельного сцепления C . При изменении коэффициента уплотнения основания от 0,85 до 1,0 удельное сцепление увеличивается в 5–8 раз (рис. 5.6). Влияние же плотности сложения и влажности на изменение угла внутреннего трения не столь существенно. Например, при изменении коэффициента уплотнения от 0,85 до 1,0 при постоянной влажности, близкой к оптимальной ($W = 35-37\%$), угол внутреннего трения изменяется на 2–5 град (рис. 5.6, б). Данные об изменении прочностных характеристик искусственных грунтов из золы в зависимости от их плотности сложения и влажности приведены в табл. 5.8. Они получены после многократных испытаний (более 130 определений) с использованием статистической обработки результатов исследований по методу наименьших квадратов [36].

Проведенные исследования образцов золы на срез по методам консолидированного и неконсолидированного быстрого среза показали, что методика (схема) среза практически не оказывает влияния на изменение угла внутреннего трения φ и влияет лишь на изменение удельного сцепления C (табл. 5.9). В проведенных опытах на образцах золы с коэффициентами уплотнения 0,84 и 0,92 по различным методикам испытаний (среза) угол внутреннего трения изменялся на 1–3 град (30–33%).

Значения же удельного сцепления золы C , установленные по методике быстрого неконсолидированного среза (без предварительного уплотнения), примерно в два раза

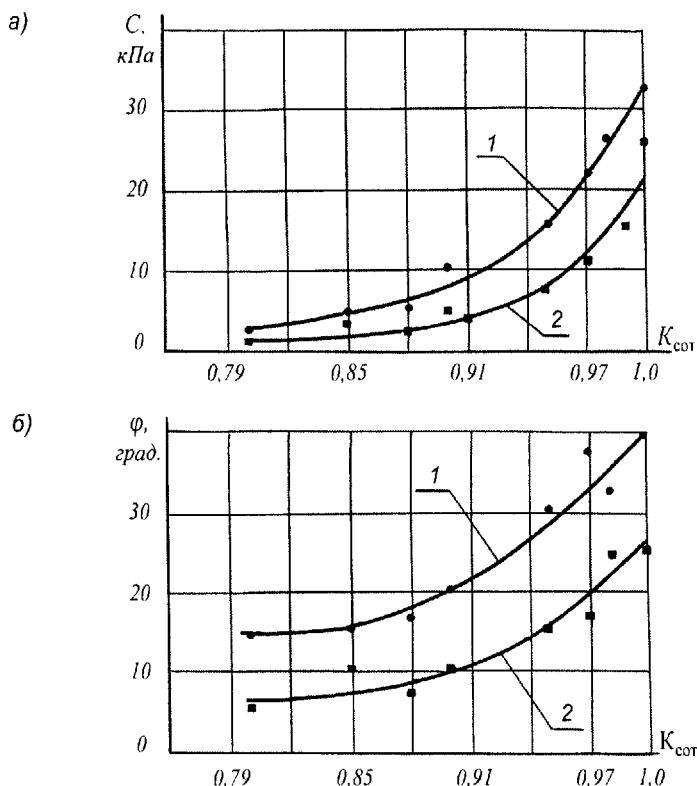


Рис. 5.6. Изменение удельного сцепления (а) и угла внутреннего трения (б) техногенных грунтов из золы в зависимости от их плотности сложения (коэффициента уплотнения): 1, 2 – соответственно, при влажности 35% (интервал изменения 32–37%) и 40% (интервал изменения 38–42%)

меньше значений C , полученных при быстром консолидированном срезе. Например, при коэффициенте уплотнения $K_{\text{сот}} = 0,92$ и влажности $W = 30\%$ значения удельного сцепления были соответственно равны 14 и 6 кПа.

По результатам исследований деформационных свойств

Таблица 5.8

**Изменение прочностных характеристик техногенных
грунтов из золы в зависимости от плотности
сложения и влажности**

Коэффициент уплотнения $K_{\text{сст}}$	Влажность W , %	Прочностные характеристики золы	
		удельное сцеп- ление C , кПа	угол внутренне- го трения φ , град
0,8	15	1	29
	36	4	29
	42	3	27
0,85	15	5	28
	36	6	29
	42	5	28
0,90	15	3	30
	36	11	30
	42	5	28
0,95	15	16	30
	36	21	32
	42	8	29
1,0	15	28	29
	36	33	34
	42	29	31

Таблица 5.9

**Данные о прочностных характеристиках φ и C техногенных
грунтов из золы при различных методиках среза**

Коэффициент уплотнения $K_{\text{сст}}$	Влажность W , %	Прочностные характеристики золы			
		консолидиро- ванный срез		неконсолиди- рованный срез	
		φ , град	C , кПа	φ , град	C , кПа
0,92	30	31	15	32	6
		31	14	33	7
		31	14	32	6
		30	14	32	6
0,84	30	33	4	33	0
		30	8	31	1
		32	6	33	0
		30	6	30	5

техногенных грунтов из золы в компрессионных приборах и жесткими круглыми штампами установлено, что наиболее существенное влияние на изменение модуля общей деформации золы E_0 оказывает плотность сложения. Например, при компрессионных испытаниях образцов золы при изменении коэффициента уплотнения от 0,88 до 0,98 значение модуля общей деформации увеличивается в 1,5–2 раза и его максимальное значение равно 16–20 МПа (рис. 5.7). Влажность также оказывает влияние на изменение модуля общей деформации техногенных грунтов из золы, но это влияние не столь существенно, как влияние плотности сложения (табл. 5.10). Например, при коэффициенте уплотнения 0,93 изменение влажности от 34 до 38% приводит к уменьшению модуля общей деформации золы в 1,2–1,5 раза. Аналогичные закономерности наблюдаются при коэффициенте уплотнения 0,97 и изменении влажности от 35 до 40%, где значение модуля общей деформации уменьшается в 1,2–1,4 раза.

При проведении исследований деформационных свойств техногенных грунтов из золы выявлено, что схема нагружения образцов золы и принятый критерий стабилизации деформаций оказывают влияние на изменение мо-

Таблица 5.10

Значения модуля общей деформации техногенных грунтов из золы, установленные по результатам компрессионных испытаний

Влажность W , %	Коэффициент уплотнения $K_{\text{суп}}$	Коэффициент пористости e	Модуль общей деформации E_0 (МПа) в интервале давлений, кПа		
			0–100	0–200	0–300
34	0,93	1,4	12	13	16
38	0,93	1,4	8,5	10	12
35	0,97	1,3	15	15	16
40	0,97	1,3	10	11	12

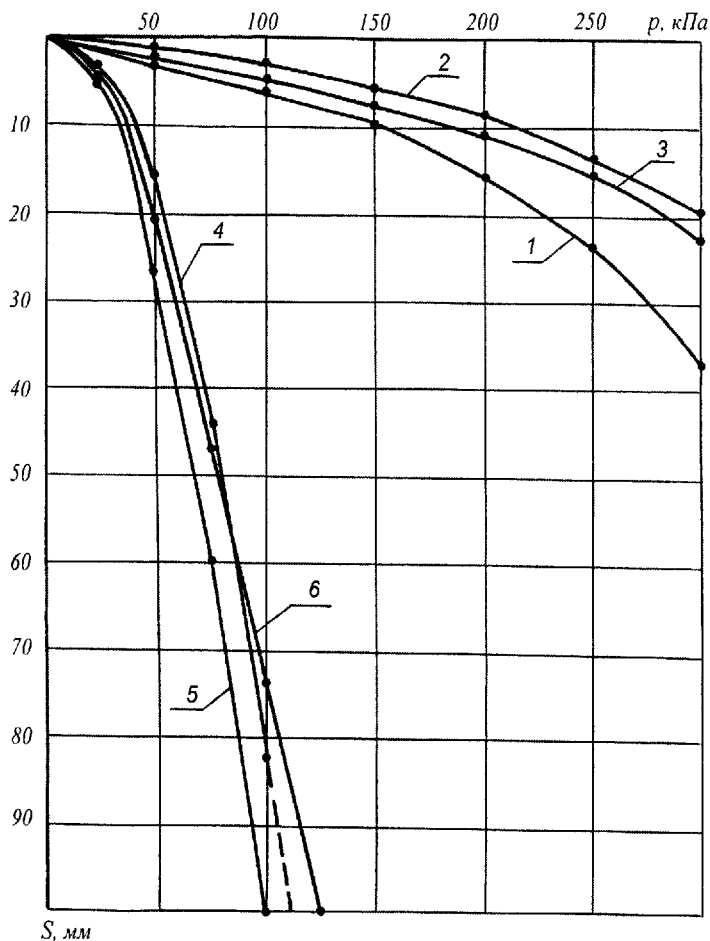


Рис. 5.7. Осадки штампов площадью 5000 см^2 на техногенных грунтах из золы (Томск): 1, 2, 3 – основание из золы средней плотности сложения ($K_{\text{сot}} = 0.92$); 4, 5, 6 – то же рыхлого сложения ($K_{\text{сot}} = 0.86$)

дуля общей деформации. При приложении к образцам золы давления до 100 кПа ступенями по 12,5–25 кПа значение модуля общей деформации равно 55 МПа (табл. 5.11, серия 1). Значение модуля общей деформации в этом же интервале давлений (до 100 кПа), но без промежуточных ступеней нагружения равно 27 МПа, т.е. почти в два раза меньше, чем при испытании с промежуточными ступенями нагружения (табл. 5.11, серия 2).

Критерий стабилизации деформаций также оказывает влияние на изменение модуля общей деформации золы. Например, при испытании образцов золы, имеющих влажность 32% и коэффициент уплотнения 1,0, при критерии

Таблица 5.11

Изменение модуля общей деформации техногенных грунтов из золы в зависимости от схем нагружения и критериев стабилизации деформаций

Серии опытов (схема нагружения)	Критерий стабилизации деформаций	Влажность W , %	Кoeffициент уплотнения $K_{\text{сot}}$	Модуль общей деформации E_0 (МПа) в интервале давлений, кПа			
				0–50	0–100	0–200	0–300
1 (ступенями по 12,5–25 кПа до 100 кПа, далее по 100 кПа)	0,01 мм за 1 час нагружения	33	1,0	55	55	27	27
2 (ступенями по 100 кПа до 300 кПа)	0,01 мм за 1 час нагружения	33	1,0	–	27	24	14,7
3 (ступенями по 100 кПа до 300 кПа)	0,01 мм за 4 часа нагружения	32	1,0	–	18	18	12

стабилизации деформаций не более 0,01 мм за четыре часа нагружения в интервале давлений до 100 кПа значение модуля общей деформации равно 18 МПа. При критерии стабилизации деформаций 0,01 мм за 1 час нагружения значение модуля общей деформации в этом же интервале давлений равно 27 МПа, т.е. увеличивается примерно в 1,5 раза. В дальнейшем, при увеличении давления на образцы золы до 300 кПа, различие в значениях модуля общей деформации становится незначительным. На основе этих опытов предлагается следующая методика проведения компрессионных испытаний образцов техногенных грунтов из золы. В интервале давлений до 100 кПа испытания рекомендуется проводить малыми ступенями нагружения (по 12,5–25 кПа). Критерий стабилизации деформаций при этом следует принимать не более 0,01 мм за 3–4 часа нагружения. При дальнейшем нагружении образцов (давление более 100 кПа) критерий стабилизации деформаций может быть принят не более 0,01 мм за 1 час нагружения.

В процессе исследований деформационных характеристик техногенных грунтов из золы была проведена серия опытов в компрессионных приборах с площадью испытываемых образцов 40 и 60 см². Начальная плотность сложения (коэффициент уплотнения) золы были одинаковы. Эти исследования показали, что при коэффициенте уплотнения 0,93–0,95 и более значения модуля общей деформации золы практически не зависят от площади испытываемых образцов (табл. 5.12).

Исследованиями набухающих и просадочных свойств техногенных грунтов из золы выявлено следующее. Зола Томской ГРС-2 практически не набухает. Опыты, выполненные в приборах набухания (ПНГ), а также в компрессионных приборах при возможности свободного набухания (коэффициент уплотнения образцов равен 0,96–0,98), показали, что величина относительной деформации не превышает 4,5% ($\epsilon_{sw} = 0,045$). Просадочные свойства техно-

Таблица 5.12

Результаты испытаний техногенных грунтов из золы в компрессионных приборах с различной площадью образцов

Коэффициент уплотнения $K_{\text{сot}}$	Площадь образца, см ²	Модуль общей деформации E_0 (МПа) в интервале давлений, кПа		
		0–100	0–200	0–300
0,87	40	9	12	18
	60	5	7	9
0,93	40	12	15	20
	60	10	13	21

генных грунтов из золы могут проявляться только при определенных условиях. Установлено, что при коэффициенте уплотнения более 0,95 и влажности более 20% зола практически не проявляет просадочные свойства. При коэффициенте уплотнения $K_{\text{сot}} = 0,9$ и влажности от 10 до 30% значения относительной деформации просадочности, установленные по результатам компрессионных испытаний, изменяются от 1,5 до 4,5% ($\epsilon_{sl} = 0,015–0,045$) [78].

В результате анализа многочисленных исследований строительных свойств искусственных грунтов из золы М.В. Балюрой при участии автора была составлена таблица нормативных значений прочностных и деформационных характеристик, которая может быть использована в расчетах оснований фундаментов и инженерных сооружений (табл. 5.13) [74, 82].

Таким образом, выполненные экспериментальные исследования позволили установить основные закономерности изменения свойств пылевато-глинистых (лессовых) и техногенных (зольных) грунтов, которые могут быть применены при разработке методов расчета и проектирования фундаментов реконструируемых, восстанавливаемых зданий.

Таблица 5.13

Значения удельного сцепления C^H (кПа), угла внутреннего трения φ^H (град) и модуля общей деформации E_0^H (МПа) техногенных грунтов из золы Томской ГРЭС-2

Влажность W , %	Механические характеристики	Характеристики зольных грунтов при коэффициенте уплотнения $K_{\text{суп}}$ (коэффициенте пористости e), равном				
		0,98 (1,23)	0,95 (1,3)	0,91 (1,4)	0,87 (1,5)	0,84 (1,6)
20–30	C^H	–	13	11	8	6
	φ^H	–	35	33	32	31
	E_0^H	–	25	20	17	15
34–35	C^H	23	22	20	12	9
	φ^H	35	35	34	32	31
	E_0^H	24	22	18	16	14
35–40	C^H	34	28	20	15	12
	φ^H	35	34	32	30	28
	E_0^H	22	20	16	12	10
40–45	C^H	–	24	18	14	10
	φ^H	–	30	29	27	26
	E_0^H	–	18	15	11	9
45–50	C^H	–	–	14	12	8
	φ^H	–	–	28	26	24
	E_0^H	–	–	13	10	8

5.3. АППАРАТУРА ДЛЯ ИЗМЕРЕНИЯ НАПРЯЖЕНИЙ В ГРУНТАХ

Одним из важных вопросов при проведении экспериментальных исследований напряженного состояния грунтов в основании фундаментов является выбор конструкции датчиков (месдоз), обеспечивающих необходимую точность измерений. Наибольшее распространение в экспериментальной практике исследований получили конструкции месдоз, разработанные в ЦНИИСКе (Д.С. Баранов), НИСгидропроекте (В.П. Бомпчинский, В.З. Хейфиц и др.),

НИИИСКе Украины (Г.Е. Лазебник, А.А. Смирнов и др.), ДИИТе (М.Н. Гольдштейн и др.), МГСУ (В.Ф. Сидорчук, А.Л. Крыжановский), НИИОСПе (П.А. Коновалов и др.), СПбГАСУ (Б.И. Далматов, А.В. Голли и др.), Новочеркасском политехническом университете (Ю.Н. Мурзенко и др.) и других организациях.

Опыт исследований, накопленный в МГСУ (бывший МИСИ им. В.В. Куйбышева), ЦНИИСКе, НИИОСПе, ТГАСУ (бывший Томский ИСИ), СПбГАСУ (бывший ЛИСИ), показал, что наиболее совершенным прибором для измерения напряжений в грунтах является месдоза с гидравлическим преобразователем, разработанная в ЦНИИСКе Д.С. Барановым [96]. Эти конструкции месдоз использовались при проведении экспериментальных исследований на опытных площадках городов Грозного, Георгиевска и Томска.

Тензометрическая месдоза с гидравлическим преобразователем отвечает основным требованиям, которые предъявляются к конструкциям приборов, предназначенных для измерения давлений в жестких неупругих средах (сыпучие материалы, грунты и т.п.). Основными требованиями являются обеспечение максимальной жесткости датчика, определенное соотношение высоты h к диаметру D и стабильность показаний [97, 98, 99].

Анализ работы данных датчиков показал, что они обладают высокой чувствительностью, линейностью градуировочных графиков, герметичностью, необходимым диапазоном измеряемых давлений и по своим технико-метрологическим характеристикам не уступают лучшим отечественным образцам. А по некоторым параметрам, таким, как жесткость датчика, габаритные размеры, возможность измерения давления на контакте и в среде, превосходят многие отечественные и зарубежные конструкции [100]. Для месдоз конструкции ЦНИИСКА проведены всесторонние метрологические исследования, которые позволили

оценить уровень погрешностей измерения контактных давлений и напряжений в основании, они прошли государственные испытания и рекомендованы к серийному производству.

В исследованиях, проведенных на опытных площадках, использовались месдозы типа М-70 с предельным давлением от 150 до 700 кПа (от 1,5 до 7,0 кгс/см²) и модулем деформации 5000–10000 МПа, изготовленные заводом ЗОКИО ЦНИИСКА. Месдоза с гидравлическим преобразователем представляет собой металлический жесткий диск диаметром 70 и высотой 10,5 мм. В диске имеются два чувствительных к давлению элемента – приемный поршень и измерительная мембрана, разделенные прослойкой жидкости. Давление грунта, действующее на приемный поршень, передается через тонкий слой жидкости (0,3 мм) на измерительную мембрану. Деформации мембраны измеряются с помощью фольговых тензорезисторов типа 2ФКМВ [96].

Для получения надежных и точных результатов измерений все месдозы, предназначенные для полевых исследований, тщательно проверялись. Особое внимание при этом уделялось проверке стабильности нулевых отсчетов и герметичности приборов. Нестабильность нулевых отсчетов месдоз связана с релаксацией остаточных напряжений в мембране, возникающих в результате механической обработки при изготовлении. Чтобы ускорить эти процессы, все датчики были подвергнуты термостарению. Партии месдоз в количестве 15–20 штук помещались в термошкаф и циклично нагревались до 80 °С с последующим плавным охлаждением в течение суток. Для каждой партии было проделано по 10 циклов термообработки. После 9 и 10 циклов у месдоз проверялись показания нулевых отсчетов. Приборы, у которых разница в нулевых отсчетах после 9 и 10 циклов превышала 2–3 единицы по шкале измерителя вторичной аппаратуры, отбраковывались. Про-

верка герметичности месдоз осуществлялась в специальной камере сжатым воздухом по методике, изложенной в работах [98, 101].

Для оценки чувствительности месдоз до и после испытаний производилась гидростатическая тарировка* датчиков в специальном кондукторе. Одновременно месдозы тарировались в баке сжатым воздухом в условиях всестороннего обжатия. Тарировка осуществлялась ступенями по 10–20 кПа с последующей разгрузкой. Некоторые месдозы при тарировке выдерживались на последней ступени, равной предельному давлению месдоз, в течение суток. После трех циклов напряжения для каждого датчика строился график, по которому определялась линейность, гистерезис и чувствительность. Датчики с гистерезисом, превышающим 6%, и нарушенной герметичностью в опытах не использовались. Сравнение результатов тарировки гидростатическим давлением в кондукторе и сжатым воздухом в баке не выявило различий в чувствительности месдоз, что подтверждает высокую избирательную способность используемых приборов.

В качестве вторичной аппаратуры для тарировки месдоз и проведения полевых испытаний использовались ТК-1, АИД 1МЭ, ЦТМ-5. Проведенные исследования напряженного состояния глинистых и техногенных грунтов на площадках в городах Грозном, Георгиевске и Томске показали, что месдозы с гидравлическим преобразователем М-70 и используемая вторичная аппаратура являются надежными приборами для натурных исследований [12]. Данная аппаратура при длительной эксплуатации (до четырех месяцев в году) успешно выдержала проверку на стабильность показаний и герметичность в течение всего срока исследований.

* Термин "гидростатическая тарировка" принят в соответствии с терминологией Д.С. Баранова [98].

5.4. ИССЛЕДОВАНИЯ КОНТАКТНЫХ ДАВЛЕНИЙ ПО ПОДОШВЕ ШТАМПОВ-ФУНДАМЕНТОВ ПРИ РАЗЛИЧНЫХ СХЕМАХ НАГРУЖЕНИЯ, ВОЗНИКАЮЩИХ В УСЛОВИЯХ РЕКОНСТРУКЦИИ И ВОССТАНОВЛЕНИЯ ЗДАНИЙ

Обобщение экспериментальных исследований контактных давлений

Задача о распределении контактных давлений по подошве фундаментов имеет важное практическое значение. Краткое обобщение экспериментальных данных по работам Д.С. Баранова (1957–1962), Н.А. Цытовича (1963), В.З. Хейфица (1966–1972), Т.Ф. Липовецкой (1953), М.Ю. Абелева с соавт. (1970–1983), Г.Е. Лазебника с соавт. (1969–1972), В.Ф. Сидорчука с соавт. (1979–1989), Ю.Н. Мурзенко с соавт. (1965–1970), С.В. Довнаровича с соавт. (1977–1987), Б.И. Далматова с соавт. (1969–1978), А.П. Криворотова с соавт. (1972–1993), А.В. Пилягина (1988–1990), С.Б. Ухова с соавт. (1976–1989), З.Я. Тарикулиева (1969), Е.А. Палатникова с соавт. (1978) и других исследователей позволяет заключить, что на глинистых и песчаных грунтах контактные давления по подошве отдельных жестких фундаментов и штампов претерпевают изменения в процесса нагружения.

В подавляющем большинстве случаев на глинистых грунтах эпюры контактных давлений по подошве имеют седлообразный вид с максимальными значениями напряжений под краями штампов или фундаментов. Такой вид эпюр контактных давлений наблюдается обычно в интервале давлений, меньших или равных расчетному сопротивлению грунта оснований R , что соответствует практически линейной зависимости на графике осадок. По мере дальнейшего увеличения нагрузки на штамп (фундамент),

превышающей расчетное сопротивление грунта основания R , наблюдается изменение формы (трансформация) эпюр контактных давлений. Напряжения под краями штампов уменьшаются, а в центре увеличиваются, и при нагрузках, близких к предельным, форма эпюр контактных давлений приближается к параболической. При этом в опытах на глинистых грунтах выявлено, что, чем меньше действующая и чем прочнее глинистый грунт, тем больше распределение контактных давлений по подошве в центральной области под штампом (фундаментом) приближается к равномерному. Такая же закономерность практически равномерного распределения контактных давлений по подошве в центральной области под жесткими штампами наблюдается на слабых глинистых грунтах при давлениях, не превышающих структурной прочности сжатия. Объяснение отмеченным выше закономерностям изменений эпюр контактных давлений на глинистых грунтах дано в работах Н.А. Цытовича (1963–1982), М.Ю. Абелева (1970–1983), М.Н. Гольдштейна (1968–1975), В.Ф. Сидорчука (1972–1986) и других.

В выполненных экспериментах с жесткими штампами на сухих песчаных грунтах плотного и средней плотности сложения наблюдается практически такая же, как и на глинистых грунтах, закономерность изменения эпюр контактных давлений по подошве жестких фундаментов (штампов) в процессе возрастания внешней нагрузки. Этому направлению исследований посвящены работы С.В. Довнарочича с соавт. (1977), К.К. Куликова (1970), Г.А. Скормина (1969), Т.И. Финаевой с соавт. (1989), Н.А. Цытовича (1963), А.А. Цесарского (1970) и других. Эпюры контактных давлений при небольших нагрузках имеют седлообразное или близкое к равномерному распределение. А при нагрузках, приближающихся к предельным критическим, когда песчаное основание теряет свою устойчивость, эпюры контактных давлений по подошве жестких фундамен-

тов (штампов) приобретают параболическое или пиковое очертание.

В большинстве опытов, выполненных на поверхности сухих песчаных грунтов рыхлого и средней плотности сложения, выявлено пологопараболическое, волнообразное или близкое к равномерному распределение давлений по подошве жестких фундаментов (штампов) сразу после приложения первых ступеней нагрузок [31, 34, 102, 103, 104]. При дальнейшем нагружении жестких фундаментов (штампов), вплоть до потери песчаным основанием устойчивости, наблюдается трансформация эпюр контактных давлений, и их форма становится параболической.

Гибкость фундаментных конструкций оказывает влияние на распределение контактных давлений. Это подтверждается экспериментальными исследованиями, описанными в работах С.В. Довнаровича с соавт. (1987), Е.А. Палатникова, Ю.Н. Мурзенко (1989), Г.Е. Лазебника (1966–1969), М.Ю. Абелева (1972–1983), А.А. Цесарского (1970) и других. В опытах Е.А. Палатникова, А.А. Теплякова с соавт. (1978) и др. [34] на песчаных грунтах установлено, что распределение контактных давлений по подошве гибких фундаментных плит размером 2,1×2,1 м (толщина 0,12 м) зависит от плотности сложения основания, заглубления и размеров плит, а также от схемы и повторности приложения нагрузки. Форма эпюр контактных давлений, как правило, на всех этапах нагружения имеет очертание с максимальными значениями напряжений в нагруженных зонах (местах приложения нагрузок). В случае приложения одной нагрузки по центру плиты эпюры контактных давлений на первых ступенях нагружения имеют слабопараболическое очертание, а при дальнейшем нагружении плиты эпюра трансформируется в параболическую с максимальными значениями напряжений по оси приложения нагрузки. Аналогичная закономерность для отдельных гибких моделей фундаментов (с показателем гибкости $r > 8$,

по М.И. Горбунову-Посадову) была установлена А.А. Цесарским (1970). В случае приложения к гибкой фундаментной плите нескольких нагрузок или сплошной распределенной нагрузки наблюдается другой характер распределения давлений по подошве (волнообразный, близкий к прямоугольному). При этом в опытах не обнаружено резкого повышения контактных давлений в краевых зонах, как это следует из теоретических решений (теория упругости) и экспериментов с жесткими фундаментами и штампами.

Результаты экспериментальных исследований влияния формы подошвы фундаментов (штампов) на распределение контактных давлений рассмотрены в работах Н.А. Цытовича, С.В. Довнаровича, Д.Е. Польшина, В.Ф. Сидорчука, Ю.Н. Мурзенко, М.М. Ханкельдиева, В.П. Ермашова и других исследователей [31, 105, 106]. Эксперименты проводились на песчаных и глинистых грунтах с фундаментами (штампами), имеющими прямоугольную, квадратную, круглую и более сложную форму подошвы. Отметим опыты М.М. Ханкельдиева, выполненные под руководством В.Ф. Сидорчука, на влажных лессовых грунтах жесткими штампами прямоугольной и круглой формы одинаковой площади, равной 18000 см^2 , которые являются наиболее характерными [105]. Эпюры контактных давлений как под круглым штампом (диаметр штампа 151,7 см), так и под прямоугольным (размеры $300 \times 60 \text{ см}$) в интервале исследованных давлений (до 200 кПа) имеют седлообразную форму. С увеличением внешней нагрузки наблюдается трансформация эпюр. Это выражается в уменьшении приращений напряжений под краями штампов и увеличении их в центре. Основное различие эпюр контактных давлений под круглым и прямоугольным штампами заключается в характере распределения контактных давлений в центральной области подошвы штампа. Для прямоугольного штампа в этой области с увеличением внешней нагрузки наблюдается изменение формы эпюр из седлообразной в

прямоугольную, а для круглого штампа в интервале исследованных давлений такой закономерности не установлено. При этом осадки круглого штампа больше или равны осадкам прямоугольного.

Таким образом, обобщение экспериментальных данных свидетельствует о том, что специальных *исследований контактных давлений по подошве фундаментов-штампов для условий реконструкции и восстановления зданий практически не проводилось*. Выполнение исследований при первичном (разовом) нагружении оснований показывает, что распределение контактных давлений по подошве отдельно стоящих фундаментов зависит от гибкости, формы подошвы, эксцентриситета действия нагрузки и некоторых других факторов. Закономерности распределения контактных давлений на песчаных и глинистых грунтах практически одинаковы во всем интервале нагружения фундаментов (штампов), вплоть до полной потери несущей способности основания. При действии центральной вертикальной нагрузки в интервале линейной зависимости на графике осадок фундаментов (штампов) эпюры контактных давлений имеют изменяющуюся форму (обычно от седлообразной до пологоседлообразной, волнообразной или близкой к прямоугольной). Дальнейшее увеличение внешней нагрузки на фундамент вплоть до потери устойчивости приводит к трансформации эпюр контактных давлений, и их форма чаще всего становится параболической.

Методика измерения контактных давлений

Экспериментальные исследования распределения контактных давлений для условий реконструкции и восстановления зданий проводились на опытных площадках в городах Грозном и Георгиевске. Для этого использовались жесткие круглые штампы площадью 10000 см^2 , специальное оборудование и измерительная аппаратура (подразде-

лы 5.2 и 5.3). В проводимых опытах штампы нагружались до максимального давления 220–260 кПа. В интервале давлений по подошве штампов 100–200 кПа выполнялась промежуточная разгрузка основания и его последующее повторное нагружение. Опыты по таким схемам проводились на лессовых грунтах природной влажности (маловлажных) и предварительно увлажненных (влажных).

При измерении контактных давлений был использован метод установки штампов на слой жесткого цементно-песчаного раствора, предложенный И.И. Черкасовым (1970) и усовершенствованный в последующем В.Ф. Сидорчуком с участием автора (1978–1981) [12, 108, 109]. Этот метод позволяет обеспечить передачу нагрузки на основание по всей контактной поверхности и исключить влияние неровностей поверхностей основания и штампа на результаты измерений.

Методики измерения контактных давлений на грунтах природной влажности и увлажненных были одинаковы. Поверхность основания в местах установки штампов защищалась и выравнивалась деревянной рейкой по уровню. На выровненную поверхность устанавливались чувствительной поверхностью вниз датчики (месдозы) с легкой притиркой к основанию. Схема установки месдоз позволяла дублировать измерения в одной точке от 4 до 6 раз в разных опытах (рис. 5.8).

После установки месдоз укладывался жесткий цементно-песчаный раствор, границы которого фиксировались металлическим кольцом высотой 1,5 м и диаметром, равным диаметру штампа. Поверхность растворного слоя выравнивалась, и после его отвердения кольцо снималось. В результате схватывания раствора возможно обжатие месдоз, которое ведет к искажению показаний в процессе опыта. Во избежание этого месдозы перед установкой оклеивались по боковой поверхности резиной (толщиной 1 мм), которая устраняла возникновение таких погрешностей.

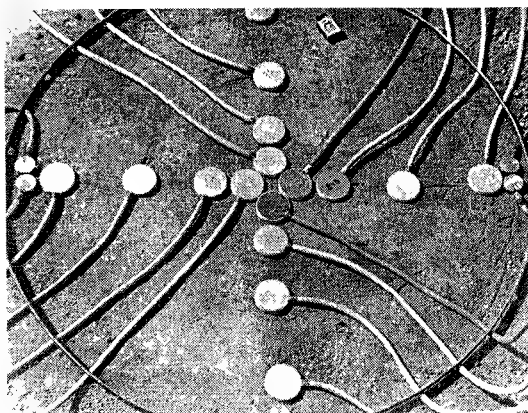


Рис. 5.8. Установка месдоз для измерения контактных давлений жестких круглых штампов площадью 10000 см^2

Кроме того, месдозы и кольцо перед укладкой цементно-песчаного раствора покрывались техническим маслом.

Для обеспечения непрерывного контакта штампа с основанием в момент его установки подливался

жидкий цементный раствор, избыток которого выдавливался по всему периметру. После проведения каждого опыта и демонтажа штампа производилось обследование отпечатка штампа на слое цементно-песчаного раствора. Во всех опытах слой цементно-песчаного раствора оставался цельным, без трещин и изломов. Площадь контакта штампа с цементно-песчаным раствором составляла 97–99%, что свидетельствует о надежности применяемой методики для измерения контактных давлений.

Таким образом, вышеизложенное дает представление об используемой методике измерения контактных давлений по подошве жестких штампов.

Основные результаты экспериментальных исследований контактных давлений по подошве штампов-фундаментов

Всего было проведено четыре опыта по измерению контактных давлений по подошве штампов площадью

10000 см². По результатам измерений были построены эпюры контактных давлений для первого этапа нагружения, при разгрузке и последующем повторном нагружении основания (рис. 5.9 и 5.10).

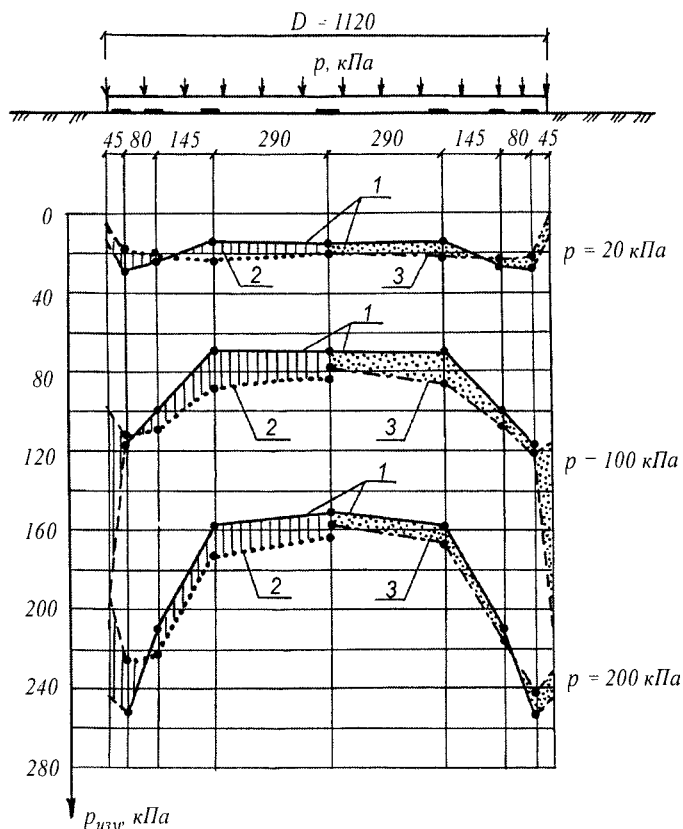


Рис. 5.9. Распределение контактных давлений $p_{изм}$ по подошве жестких штампов на лессовых суглинках природной влажности (Георгиевск): 1, 2, 3 – соответственно, при первом этапе нагружения, при разгрузке и при повторном нагружении основания

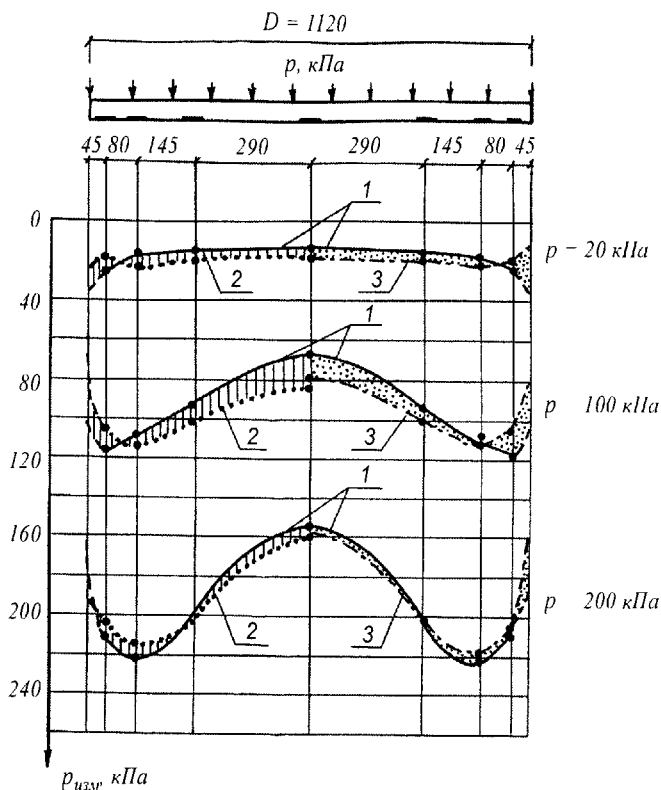


Рис. 5.10. Распределение контактных давлений $p_{изм}$ по подошве жестких штампов на лессовых увлажненных (влажных) суглинках природной влажности (Георгиевск): 1, 2, 3 – соответственно, при первом этапе нагружения, при разгрузке и при повторном нагружении основания

Экспериментально было установлено, что эпюры контактных давлений по подошве жестких круглых штампов на лессовых грунтах различной влажности имеют седлообразный вид (интервал нагружения штампов до 250–

260 кПа). В процессе увеличения внешней нагрузки происходит трансформация эпюр, что подтверждается исследованиями других авторов (М.Ю. Абелев, В.Ф. Сидорчук и др.). При промежуточной глубокой разгрузке основания изменяется его напряженное состояние в зоне под подошвой жесткого штампа по сравнению с напряженным состоянием, которое было получено на первом этапе нагружения штампа. Измеренные контактные давления по подошве штампа при разгрузке не соответствуют давлениям, которые были на стадии первичного нагружения при этом же давлении по подошве. Это объясняется появлением остаточного напряженного состояния в лессовом грунте под штампом. При последующем повторном нагружении лессового основания усиливается трансформация эпюр контактных давлений по сравнению с эпюрами при этом же давлении по подошве штампа на стадии его первичного нагружения.

Следует отметить, что трансформация эпюр контактных давлений в процессе роста нагрузки на штамп (при первом этапе нагружения, при разгрузке и повторном нагружении) в большей мере наблюдается на увлажненных лессовых грунтах (рис. 5.10). Из графиков видно, что в процессе увеличения нагрузки на штамп эпюры контактных давлений (напряжений) выполаживаются и становятся похоже седлообразными.

Критерием достоверности результатов измерений служило равенство измеренных эпюр и приложенной внешней нагрузки. В проведенных исследованиях на лессовых грунтах естественного (природного) сложения и увлажненных наблюдается недобор объемов измеренных эпюр контактных давлений, который составлял примерно 5–10%.

Давления (напряжения) под краями штампов, показанные штриховой линией (рис. 5.9 и 5.10), получены аналитически из условия равновесия объемов измеренных эпюр и приложенной внешней нагрузки. Экспериментально из-

мерить значения краевых давлений (напряжений) существующими методами (с помощью месдоз) оказалось невозможным. Месдозы имеют определенные размеры и регистрируют суммарное по площади датчика давление, приложенное в его центре. Установить такой датчик на край штампа не представляется возможным, минимальное расстояние от края штампа до места, где удастся выполнить измерение месдозами, составляет 3–5 см. Поэтому характер распределения контактных давлений в этой области экспериментально не установлен и требует специальных исследований [102, 109].

Таким образом, в результате выполненных натурных экспериментальных исследований установлено распределение контактных давлений по подошве жестких штампов-фундаментов на глинистых (лессовых) грунтах при различных схемах нагружения, возникающих в условиях реконструкции и восстановления зданий.

Эпюры контактных давлений для фундаментов реконструируемых и восстанавливаемых зданий

В условиях реконструкции и восстановления зданий фундаменты находятся чаще в условиях внецентренного нагружения. Экспериментальные исследования распределения контактных давлений по подошве фундаментов и штампов при действии внецентренной нагрузки до настоящего времени выполнены в меньшем объеме, чем при центральном нагружении. Этому направлению исследований посвящены работы В.В. Леденева (1973), Ле ат Хоя (1965), Е.А. Сорочана (1982), А.В. Вронского (1982), В.А. Ильиных (1979–1982), Т.И. Финаевой (1989), А.С. Кананяна (1989), С.И. Яковлева (1988) и других.

Наиболее полно вопрос о влиянии эксцентриситета нагрузки на распределение контактных давлений по подошве моделей фундаментов при различном их заглублении

исследован В.А. Ильиных [107]. Опыты проводились в полевых и лабораторных условиях с моделями отдельно стоящих призматических и ступенчатых фундаментов (штампов) на песках, супесях и суглинках. Эксцентриситет приложения нагрузки в опытах принимался равным $e = 0$; $a/12$; $a/6$; $a/4$, а относительная глубина заложения $\lambda = d/a$ изменялась в пределах от 0 до 2 (a , d – соответственно размер стороны подошвы в плоскости действия момента сил и глубина заложения фундамента). В качестве примера на рис. 5.11 приведены результаты опытов на песке с призматическим штампом площадью 1160 см^2 ($a = 40 \text{ см}$, $b = 29 \text{ см}$). Экспериментально установлено, что при $\lambda = 0$ форма эпюр контактных давлений в интервале нагрузок, соответствующих линейному участку на графике осадок штампа при $e = a/12$, близка к трапецевидной, а при $a/6$ и $a/4$ – к треугольной. С увеличением относительного заглубления штампа происходит выравнивание давления по его подошве в направлении действия момента сил. Наибольшие краевые напряжения уменьшаются, и треугольная форма эпюры в плоскости действия момента меняется на трапецевидную (при $\lambda = 0,5-1,0$) или полого седлообразную (при $\lambda \geq 1,5$). Минимальное напряжение по подошве при $e = a/6$ отличается от нуля уже при относительном заглублении $\lambda = 0,5$. Аналогичная картина наблюдается и на глинистых грунтах. В целом при действии внецентренной нагрузки, соответствующей пределу линейной зависимости на графике осадок отдельно стоящих фундаментов (штампов), форма эпюр контактных давлений в зависимости от эксцентриситета приложения нагрузки близка к треугольной или трапецевидной.

С учетом накопленных к настоящему времени экспериментальных данных существующие нормативные документы (СНиП 2.02.01-83* и др.), как правило, опираются на линейный закон распределения контактных давлений по подошве отдельно стоящих и ленточных фундаментов [36,

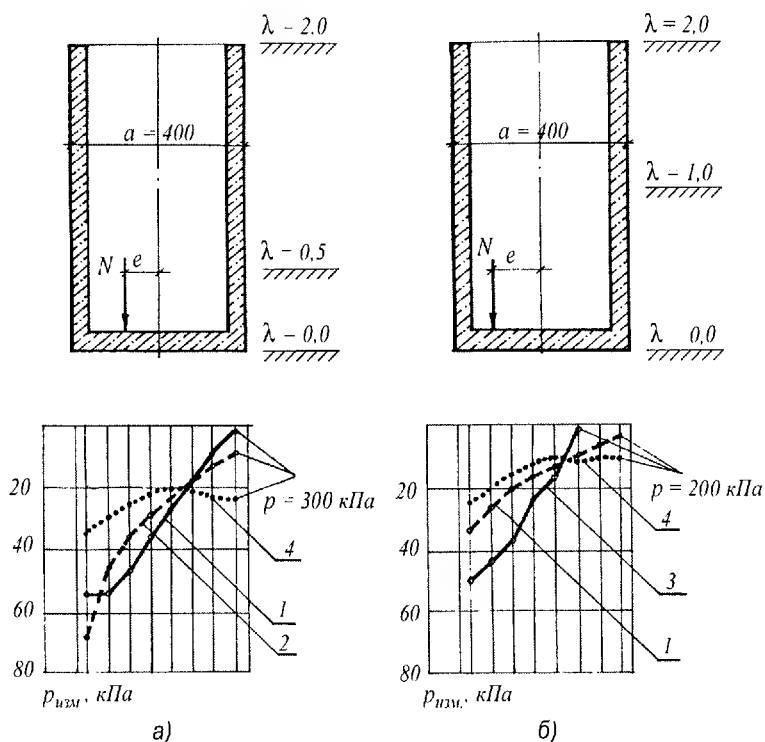


Рис. 5.11. Распределение контактных давлений по подошве жесткого призматического штампа площадью 1160 см^2 на песке средней плотности сложения: а, б – соответственно при эксцентриситете $e = a/6$ и $a/4$; 1–4 – соответственно при относительном заглублении $\lambda = d/a = 0; 0,5; 1,0$ и $2,0$

43, 48]. При этом форма эпюр контактных давлений принимается в зависимости от эксцентриситета приложения нагрузки (или равнодействующей нагрузок).

Если вертикальная нагрузка N (или равнодействующая) проходит через центральную ось (эксцентриситет $e = 0$),

то фундамент загружен центрально, и эпюру давлений в уровне подошвы принимают прямоугольной (рис. 5.12, а).

При внецентренном нагружении фундаментов рассматривается несколько случаев.

Если вертикальная нагрузка N находится внутри ядра сечения подошвы (для прямоугольной формы подошвы $e < a/6$), то эпюру давлений принимают трапециевидной (рис. 5.12, б). При этом для фундаментов под колонны промышленных зданий с мостовыми кранами грузоподъемностью 750 кН (75 тс) и более, фундаментов открытых крановых эстакад с кранами грузоподъемностью более 150 кН (15 тс), фундаментов высотных сооружений (труб, башен, домен и т.п.), а также при величине расчетного сопротивления грунта основания менее $R \geq 150$ кПа рекомендуется назначать трапециевидную форму эпюры с отношением краевых давлений $p_{\min}/p_{\max} \geq 0,25$ ($p_{\min}/p_{\max} = 0,25$, то $e = a/10$) [31, 47].

Если вертикальная нагрузка N приложена по контуру ядра сечения прямоугольной подошвы фундамента ($e = a/6$), то эпюру контактных давлений следует принимать треугольной с нулевой ординатой у менее загруженной грани подошвы (рис. 5.12, в). Такая форма эпюры контактных давлений рекомендуется для фундаментов под колонны промышленных зданий с мостовыми кранами грузоподъемностью менее 750 кН (75 тс), фундаментов открытых крановых эстакад с кранами грузоподъемностью менее 150 кН (15 тс) и в некоторых других случаях.

Если вертикальная нагрузка N (или равнодействующая нагрузок) приложена вне контура ядра сечения подошвы фундамента ($e > a/6$), то эпюру контактных давлений можно принимать укороченной длины (двухзначной) (рис. 5.12). В этом случае принято говорить, что фундамент работает с частичным отрывом подошвы от грунта. Такая форма эпюры контактных давлений может приниматься для фундаментов бескрановых зданий, производственных с под-

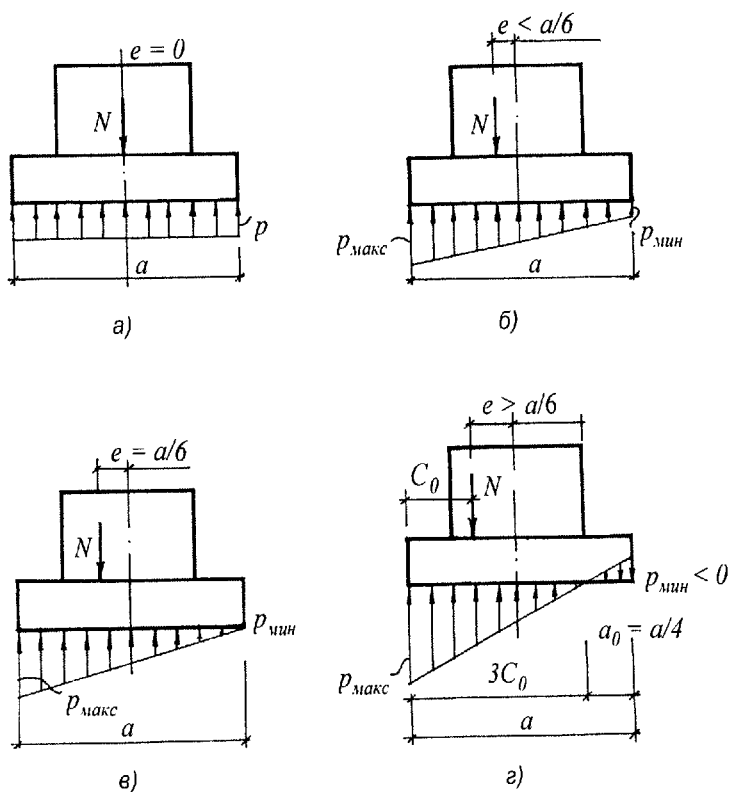


Рис. 5.12. Расчетные эпюры контактных давлений по подошве отдельно стоящих фундаментов для различных случаев нагружения: а – прямоугольная эпюра при действии вертикальной центральной нагрузки (эксцентриситет $e = 0$); б – трапецевидная эпюра при действии вертикальной нагрузки внутри ядра сечения подошвы (эксцентриситет $e < a/6$; если $e = a/10$, то соотношение крайних давлений $p_{\min}/p_{\max} = 0,25$); в – треугольная эпюра при действии вертикальной нагрузки по контуру ядра сечения подошвы ($e = a/6$); г – треугольная укороченная эпюра (двузначная) при действии вертикальной нагрузки за пределами контура ядра сечения подошвы ($e > a/6$)

весным крановым оборудованием, а также при строительстве (реконструкции) в стесненных условиях. При этом нулевая ордината давлений должна быть на расстоянии не более $a_0 = a/4$, что соответствует эксцентриситету $e = a/4$.

Таким образом, приведенные данные позволяют сделать вывод о форме эпюр контактных давлений, используемых при проектировании фундаментов реконструируемых и восстанавливаемых зданий. При действии внецентренной нагрузки, соответствующей пределу линейной зависимости на графике осадок фундаментов, форма эпюр контактных давлений в зависимости от эксцентриситета должна приниматься треугольной или трапецевидной.

5.5. ИССЛЕДОВАНИЯ НАПРЯЖЕННО-ДЕФОРМИРОВАННОГО СОСТОЯНИЯ ГРУНТОВ В ОСНОВАНИИ ШТАМПОВ-ФУНДАМЕНТОВ ПРИ РАЗЛИЧНЫХ СХЕМАХ НАГРУЖЕНИЯ, ВОЗНИКАЮЩИХ В УСЛОВИЯХ РЕКОНСТРУКЦИИ И ВОССТАНОВЛЕНИЯ ЗДАНИЙ

Обобщение

экспериментальных исследований

Экспериментальным исследованиям деформированного состояния грунтов в основании штампов-фундаментов посвящены работы Р.Х. Хакимова (1939), К.Е. Егорова (1959), Н.А. Цытовича (1964), Д.Е. Польшина с соавт. (1961), М.Ю. Абелева (1968–1977), П.А. Коновалова (1968–1970), И.И. Черкасова (1958, 1976), В.И. Крутова (1974–1982), Б.И. Далматова с соавт. (1973), В.Б. Швеца (1970), Е.Ф. Винокурова (1966), А.А. Григорян и Б.Г. Кулаченко (1965), А.В. Голли с соавт. (1970), А.А. Бартоломея (1975–1983), И.В. Финаева с соавт. (1970), В.Ф. Сидорчука с соавт. (1975–1985), А.В. Пилягина (1978–1987), Э.И. Мулю-

кова (1985–1992), В.И. Феклина (1967–1972), С.Я. Кушнира (1966) и других.

Основной задачей этих исследований было установление фактических размеров деформируемой зоны основания под фундаментами и штампами, а также выявление факторов, влияющих на ее формирование. Было установлено, что распределение вертикальных перемещений по глубине оснований, сложенных маловлажными глинистыми грунтами и плотными песками, происходит значительно быстрее, чем это следует из решений теории упругости. Фактическая глубина сжимаемой толщи в таких грунтах находится в пределах 0,5–1,5 диаметра (ширины) фундамента, что примерно в 1,3–2,0 раза меньше расчетной по СНиП 2.02.01-83* [48]. Это свидетельствует о том, что при расчете осадок сооружений на маловлажных глинистых грунтах и плотных песках целесообразно принимать несколько меньшую глубину сжимаемой толщи, чем это рекомендует СНиП 2.02.01-83*. Такая методика определения глубины сжимаемой толщи основания нашла пока отражение при расчете осадок фундаментов, имеющих большие размеры в плане (ширина подошвы $b \geq 10$ м), по формулам модели линейно деформируемого основания конечной толщины [110, 48]. Однако для слабых грунтов (глинистые грунты текучепластичной и текучей консистенции, илы, водонасыщенные лессы и т.п.) такой закономерности распределения перемещений в основании штампов-фундаментов не наблюдается. Поэтому вопросы деформированного состояния слабых грунтов в основании штампов-фундаментов требуют дальнейших экспериментальных исследований [20, 66].

Представляют интерес исследования Н.Е. Раевского (1962), Л.А. Шелест (1972) и М.В. Балюры (1975) по распределению горизонтальных перемещений грунта под жесткими штампами (влажные лессы, суглинки нарушенной структуры, пески). Результаты этих исследований показы-

вают, что горизонтальные перемещения оказывают значительное влияние на осадку фундаментов. Величина горизонтальных перемещений зависит от размеров и глубины заложения фундаментов, влажности и плотности грунтов, величины прикладываемого давления. Максимальные горизонтальные перемещения зафиксированы под краями штампа на глубине, равной 0,4–0,8 его диаметра (ширины). К недостаткам этих исследований следует отнести отсутствие связи полученных результатов с напряженным состоянием исследуемых оснований.

Экспериментальные исследования напряженного состояния грунтов в основании штампов-фундаментов получили интенсивное развитие примерно с 1938 года, когда для проведения испытаний стали применяться приборы и аппаратура, основанные на электрических методах измерения. На основании специальных методических исследований Г.И. Покровским (1938), В.Ф. Бабковым (1938–1941), Н.Н. Давиденковым (1935), а позднее К. Питти и Р. Спарроу (1954), Д.С. Барановым (1957–1962), В.Ф. Сидорчуком (1968–1970), В.З. Хейфицем (1966–1972) были сформулированы специальные требования к датчикам (мессдозам), предназначенным для измерения напряжений в грунтах. Это позволило сконструировать различные датчики, с помощью которых проводились испытания [96, 99, 100, 111 и др.].

Большинство экспериментальных исследований по распределению напряжений в грунтах под штампами выполнено в лабораторных условиях на песках и реже на глинистых грунтах нарушенной структуры. Натурных исследований напряженного состояния грунтов в основании фундаментов выполнено значительно меньше. К таким исследованиям относятся работы М.П. Болштынского с соавт. (1962–1963), Г.Е. Лабезника и А.А. Смирнова (1964), Л.Т. Абрамова с соавт. (1968), Г.М. Ломизе и Г.И. Кравцова (1969), М.Ю. Абелева с соавт. (1968–1978), Н.С. Ряза-

нова (1969), И.Ф. Вотякова и Н.Н. Пироговского (1974), В.А. Миронова (1974), Г.Л. Коффа (1976), Л.Ф. Сальникова (1974), Я.Д. Гильмана с соавт. (1976), В.М. Чикишева (1977), В.Ф. Сидорчука (1976–1985), М.М. Ханкельдиева (1978), У.Р. Джумашева (1979–1980) и других.

Экспериментальные исследования напряженного состояния грунтов в натурных условиях связаны с большими трудностями. Основная сложность при проведении таких исследований заключается в отсутствии единой методики измерения напряжений в грунтах природного сложения. Анализ полевых экспериментальных исследований, выполненных до середины 70-х годов, показывает, что при измерении напряжений в грунтах датчики (месдозы) устанавливались либо в шурфы с послойной их засыпкой, либо в скважины с последующим их тампонированием [102, 112, 113, 114, 115]. Благодаря наличию тиксотропных свойств некоторые виды глинистых грунтов восстанавливают свою структуру через определенный промежуток времени за счет кристаллических солей, которые выполняют роль цемента и связывают частицы и агрегаты глинистых частиц между собой. Например, по данным М.П. Лысенко, Г.Ф. Новожилова и Н.Н. Сидорова (1969), естественная структура илов восстанавливается через 6–8 дней после нарушения.

Такие тиксотропные свойства были использованы М.Ю. Абелевым, Н.С. Рязановым и И.Ф. Ариповым (1968–1970) при установке месдоз и датчиков порового давления в основание штампов на илах озера Сиваш. Это позволило им успешно решить задачу по заложению измерительных приборов в толщу грунтового массива без нарушения его естественного сложения. Однако для большинства глинистых грунтов методики измерения напряжений в грунтах не были разработаны, что приводило к погрешностям при измерениях, учесть которые довольно сложно.

В 1975–1977 годах автором совместно с сотрудниками

МГСУ (М.Ю. Абелев, В.Ф. Сидорчук, А.В. Знаменский и др.) для измерения напряжений под жесткими штампами в лессовых грунтах различной влажности (площадки в Грозном и Георгиевске) был использован метод задавливания месдоз (датчиков) в основание природного сложения* [10, 12]. Проведенные экспериментальные исследования показали, что данный метод установки датчиков в грунт обеспечивает неразрывный контакт закладываемого прибора с грунтом и позволяет оценить начальное напряженное состояние основания. Эта методика использовалась автором в последующем для исследования напряженного состояния глинистых грунтов в основании штампов-фундаментов.

Обобщение наиболее достоверных результатов экспериментальных исследований напряженного состояния грунтов в основании штампов и опытных фундаментов позволяет отметить следующее. В глинистых грунтах туго- и мягкопластичной консистенции, а также в песках плотных и средней плотности сложения распределение напряжений в основании опытных фундаментов в интервале внешних давлений, не превышающих расчетного сопротивления грунта основания R , вполне согласуются с решениями теории линейно деформируемой среды (теории упругости). В пределах глубины сжимаемой толщи оснований экспериментальные и теоретические значения напряжений в грунтах, рассчитанные по решениям К.Е. Егорова,

* Метод задавливания в грунт тонкой динамометрической пластинки (ДП), снабженной специальными датчиками, был впервые предложен Д.С. Барановым в 1965 г. В последующем он был усовершенствован В.Ф. Сидорчуком, З.Г. Тер-Мартirosяном, Н.Х. Кятовым (1980–1990) для оценки природного напряженного состояния массива, определения деформационных и реологических свойств грунтов в полевых условиях [9, 11, 116].

М.Б. Корсунского и др., различаются в этом случае не более чем на 7–30%. Такое же совпадение теоретических и экспериментальных значений вертикальных напряжений в основании жестких штампов площадью от 10000 до 30000 см² наблюдается в водонасыщенных лессовых, илистых и других слабых глинистых грунтах при давлении на основание, не превышающем структурной прочности сжатия.

Если же давление от фундаментов-штампов на грунты основания превышает расчетное сопротивление грунта основания (или структурную прочность сжатия для слабых глинистых грунтов), то экспериментальные значения вертикальных напряжений в основании под центром штампа-фундамента обычно на 15–40% больше теоретических, рассчитанных по решениям теории упругости.

При обобщении опытных данных также установлено, что до настоящего времени практически не выполнялись экспериментальные исследования напряженно-деформированного состояния грунтов в основании фундаментов при нагрузках (схемах загрузки), возникающих в условиях реконструкции и восстановления зданий. Отдельные вопросы этого направления были рассмотрены в работах Е.А. Сорочана (1980–1985), А.В. Вронского и В.А. Ильиных (1980–1982), П.А. Коновалова (1980–1988), М.Ю. Абелева (1980–1988), С.И. Яковлева (1988), Х.Г. Гафурова (1982), М.Т. Кенесбаева (1988), В.Ф. Сидорчука и М.В. Егорова (1989–1992) и других. Они посвящены в основном исследованиям работы фундаментов зданий и свойств грунтов при внецентренных, повторных, многократно приложенных и циклических нагрузках. Специальных экспериментов для условий реконструкций и восстановления зданий, с выявлением закономерностей изменения напряженного состояния глинистых грунтов в основании фундаментов при разгрузке и повторных нагружениях основания, не проводилось.

Методика измерения напряжений и перемещений в основании под жесткими штампами

Экспериментальные натурные исследования распределения напряжений и перемещений в грунтовом основании под жесткими штампами проводились на площадках, сложенных лессовыми грунтами различной влажности и техногенными грунтами из золы Томской ГРЭС-2 (зольными грунтами). Для этого использовались жесткие круглые штампы площадью 5000 и 10000 см², рычажные грузозачные устройства, гидравлические домкраты, грузовые платформы с тарированным грузом, специальные приборы и аппаратура для измерения напряжений и перемещений в грунтах (подразделы 5.2 и 5.3).

При проведении исследований на лессовых грунтах (Грозный, Георгиевск) использовался метод задавливания измерительных приборов (месдоз, марок) в грунт естественного сложения. Для этого в период подготовки полевых испытаний были проведены предварительные опыты с целью установления оптимальных условий применения данного метода в различных грунтовых условиях [10]. При этом устанавливалось влияние влажности грунтов на процесс задавливания месдоз, определялась возможная глубина задавливания датчиков, регистрировались их показания и анализировались полученные результаты. Задавливание осуществлялось вручную с поверхности основания и из шурфа в различных направлениях, непосредственно сразу в грунт, либо с проходкой лидирующих скважин. Также выявлялось влияние тампонирувания скважин грунтом после задавливания на показания месдоз.

Опыты по пробному задавливанию месдоз показали, что такой метод установки датчиков может использоваться для грунтов различного по консистенции состояния. Наиболее благоприятными для задавливания являются лессовые грунты от мягкопластичной до текучей консистенции, в которые месдозы удается задавить на 15–30 см (рис.

5.13, а). В лессовые грунты твердой и полутвердой консистенции задавить датчики практически не удастся. Поэтому при установке их в грунты такой консистенции необходимо перед задавливанием проделывать направляющие отверстия, размеры которых должны быть немного меньше размеров месдоз (рис. 5.13, б).

При использовании данной методики также установлено, что наиболее удобным для проведения испытаний является метод задавливания месдоз из шурфа в горизонтальном направлении с проходкой лидирующих скважин и последующим их тампонированием. При этом, чтобы уплотнение грунта не влияло на напряженное состояние массива, зафиксированное месдозами, тампонировать скважины следует с определенным усилием, которое устанавливается в каждом опыте индивидуально. Последовательность подготовки и проведения экспериментов принималась следующей.

Вблизи от места предполагаемой установки штампов

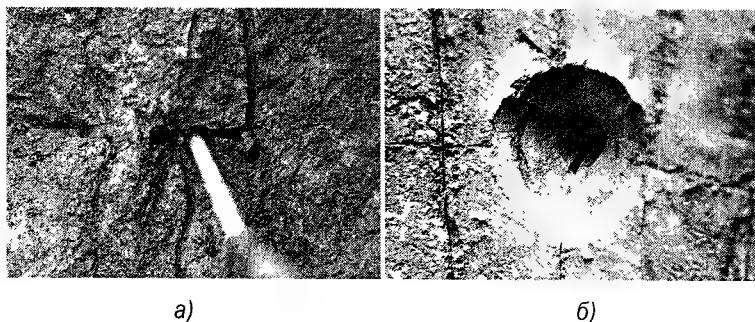


Рис. 5.13. Методические опыты по установке месдоз в лессовый грунт естественного сложения: а – задавливание датчика (месдозы) из шурфа в мягкопластичный лессовый суглинок; б – лидирующая скважина на боковой поверхности шурфа для задавливания месдозы в тугопластичный суглинок

(1,2–2 м от края штампа) проходилась шурф, на стенке которого наносилась разбивочная сетка. Затем по этой сетке полевым буром пробуравливались лидирующие скважины диаметром 5–6 см. В скважинах с помощью металлической лопатки, размеры которой на 1 мм меньше размеров месдоз, создавались направляющие отверстия. При проведении опытов на увлажненных грунтах глубина проходки не доходила до проектного местоположения месдоз на 10–20 см. Если месдозы устанавливались в маловлажный грунт, то отверстие проходило до проектной отметки. Месдозы помещались в отверстия и с помощью специального приспособления задавливались либо легким постукиванием забивались на необходимую глубину в вертикальном или горизонтальном положении. До установки, в процессе задавливания и после его завершения, снимались показания месдоз с помощью вторичной аппаратуры (автоматический измеритель деформаций АИД 4МЭ или тензометрический комплект типа ТК-1*). Для исключения влияния температурных погрешностей месдозы перед задавливанием на 2–3 часа засыпались в шурфе грунтом. Установка месдоз производилась на глубине 0,25; 0,5; 0,75; 1,0; 1,5; 1,8 диаметра штампа от его подошвы. На каждой отметке задавливалось от 2 до 5 месдоз. Схемы установки были продуманы таким образом, что позволяли измерить напряжения по центральной оси штампа, под краями и за его пределами. После установки месдоз лидирующие скважины тампонировались тем же грунтом, что был из них извлечен. В каждом опыте в основание устанавливалось от 12 до 18 месдоз [10].

После установки приборов грунтовое основание в течение 2–10 дней не нагружалось. Это было сделано для

* Сейчас аналогичные измерения производятся на (ИБК) MIC-400, (ИБК) MIC-300.

получения стабилизированных значений напряжений после их релаксации, вызванной задавливанием месдоз в грунт и установления начального напряженного состояния. Показания месдоз после приложения нагрузки фиксировались в короткий промежуток времени (за 3–4 минуты). Погрешности тензоизмерений измерялись специальными контрольными элементами [101].

Для измерения перемещений лессового грунта в основании жестких штампов (Георгиевск) был использован метод установки марок в боковые стенки скважин. Конструкция глубинных марок, используемых в опытах, представляла собой прямоугольную тонкую металлическую пластинку размерами 4×2 см с просверленным у края отверстием для закрепления нержавеющей тонкой проволоки. Марки задавливались с помощью специального устройства, разработанного для этой цели*.

Принцип работы данного устройства аналогичен принципу работы конструкции Б.И. Далматова и А.А. Голли (1970).

Задавливающее устройство (рис. 5.14) представляет собой металлическую конструкцию, состоящую из двух соединенных между собой пластин 1, жестко скрепленных с составной трубой 2 диаметром 3,5 см и длиной 2,5 м. Между пластинами находится клин 3, который может перемещаться вверх-вниз, и рычаг 4, шарнирно закрепленный на оси 5. Перемещение клина осуществляется за счет соединенного с ним стержня 6, находящегося внутри трубы. В нижней части пластин 1 находится гнездо 7 для установки марок 8 в боковые стенки скважин 9.

Марки для измерения вертикальных перемещений устанавливались под края штампов до глубины, равной двум

* Разработка устройства для установки глубинных марок осуществлялась совместно с С.М. Проскуряковым (МГСУ, Москва).

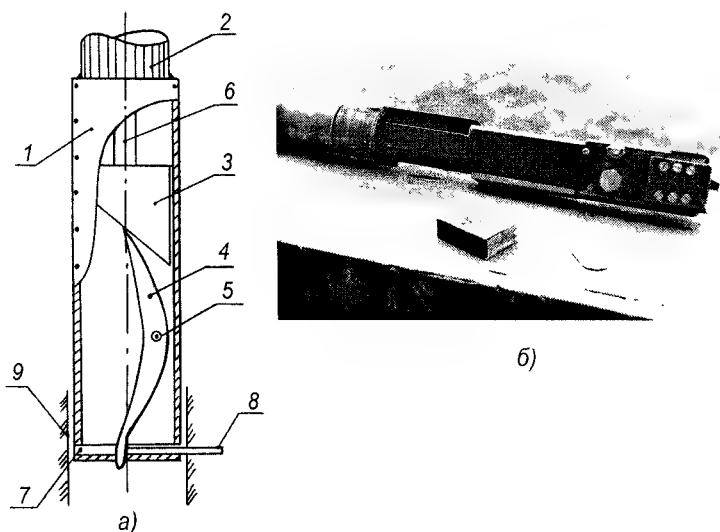


Рис. 5.14. Устройство для задавливания глубинных марок в боковые стенки скважин: а, б – соответственно, схема и общий вид устройства; 1 – стальные пластины, 2 – составная труба, 3 – клин, 4 – рычаг, 5 – ось рычага, 6 – стержень, 7 – гнездо, 8 – глубинная марка, 9 – стенка скважины

диаметрам штампа. Для этого полевым буром пробуривались вертикальные скважины диаметром 5 см.

Полученные результаты вертикальных перемещений грунта контролировались после проведения каждого опыта. При откапывании месдоз измеряли их перемещения до и после опытов с точностью до 5 мм.

При измерении горизонтальных перемещений грунта марки устанавливались из шурфа, открытого рядом с местом установки штампов, в лидирующие скважины, предназначенные для задавливания месдоз. Порядок их установки такой же, как и для измерения вертикальных перемещений. Установка марок для измерения горизонтальных

перемещений производилась под края и за пределы штампов на глубину до 1,5 диаметра штампа.

Для выявления влияния шурфа на результаты исследований напряженно-деформированного состояния основания в двух опытах (Георгиевск) дополнительно устанавливались марки на различных расстояниях от стенок шурфа. На основании этих измерений было установлено, что расположение шурфа на расстоянии, равном одному диаметру штампа от его края, практически не оказывает влияния на результаты исследований.

При проведении исследований на искусственных грунтах из золы Томской ГРЭС-2 (зольных грунтах) методика измерения напряжений и перемещений в основании жестких штампов и их нагружения была такой же, как и в опытах на лессовых грунтах. Различие заключалось в способе установки измерительных приборов (месдоз, марок) в грунт. В опытах на зольных грунтах (Томск) месдозы и глубинные марки устанавливались в основание по мере его подготовки к экспериментам. Зола укладывалась в лотке (размером $3 \times 3 \times 3,2$ м) послойно с равномерным ее уплотнением специальной трамбовкой до необходимой плотности сложения. Толщина уплотняемого слоя принималась обычно по 18–20 см. Для контроля плотности сложения и влажности основания из золы отбирались пробы из каждого уплотняемого слоя. В опытах на насыпных грунтах из золы с измерением напряжений и перемещений использовались жесткие штампы площадью по 5000 см^2 .

Для измерения осадок штампов на лессовых и зольных грунтах использовались прогибомеры конструкции Н.Н. Максимова (точность измерений 0,1 мм).

Снятие показаний напряжений и перемещений (в том числе при разгрузке и повторном нагружении основания) производилось сразу же после приложения нагрузки, затем через 5, 10, 15, 30 минут и 1 час с момента приложения очередной ступени. Дальнейшее снятие отсчетов про-

изводилось круглосуточно через час или два до условной стабилизации осадки.

Таким образом, используемая методика позволила выполнить натурные исследования напряженно-деформированного состояния грунтов (лессовых, зольных) под жесткими штампами при различных схемах нагружения основания.

Основные результаты экспериментальных исследований

Всего было проведено 15 крупномасштабных опытов, из которых девять – на лессовых грунтах и шесть – на искусственных грунтах из золы (зольных грунтах). Полученные результаты исследований позволяют сделать некоторые обобщения, которые заключаются в следующем.

Установлено, что деформируемая область (сжимаемая толща) основания под жесткими круглыми штампами для исследуемых лессовых суглинков и техногенных грунтов из золы с учетом разгрузки и повторного нагружения штампов не является постоянной величиной. Ее размеры зависят от наличия структурных связей в грунте, величины прикладываемого давления, влажности грунта, плотности сложения. Но определяющим фактором для формирования контуров деформируемой области является сжимаемость грунтов. При большей сжимаемости грунтов (т.е. меньшем модуле общей деформации) наблюдается наибольшая глубина деформируемой области основания. В проведенных опытах на лессовых грунтах при давлении по подошве 220–250 кПа глубина деформируемой области под штампом (площадь 10000 см²) для малоувлажненных лессовых грунтов составляет 1 диаметр, а для дополнительно увлажненных – 2,0–2,3 диаметра штампа (рис. 5.15). В опытах на техногенных грунтах из золы при давлении по подошве 100 кПа глубина деформируемой области под штампом (площадь 5000 см²) для грунтов из золы средней

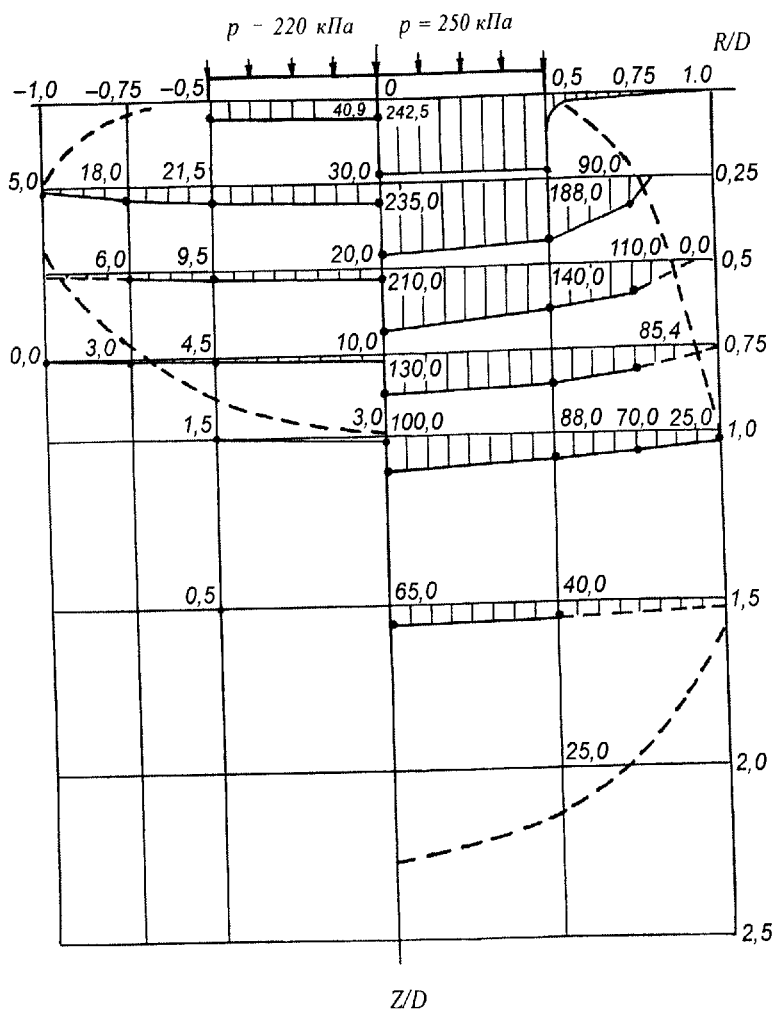


Рис. 5.15. Эпюры вертикальных перемещений в лессовом основании природной влажности (слева) и предварительно увлажненном (справа) и контуры деформируемой области (перемещения даны в мм); D – диаметр штампа

плотности сложения составляет 1,5–1,7 диаметра, а для грунтов из золы рыхлого сложения – 1,9–2,4 диаметра штампа*.

При проведении натурных экспериментов было установлено, что распределение горизонтальных перемещений под жесткими штампами грунта в лессовом основании природного сложения (маловлажном) и в дополнительно увлажненном качественно совпадают. Горизонтальные перемещения имеют бочкообразное распределение с максимальными значениями на глубине от 0,25 до 0,75 диаметра штампа (рис. 5.16). При этом максимальные значения

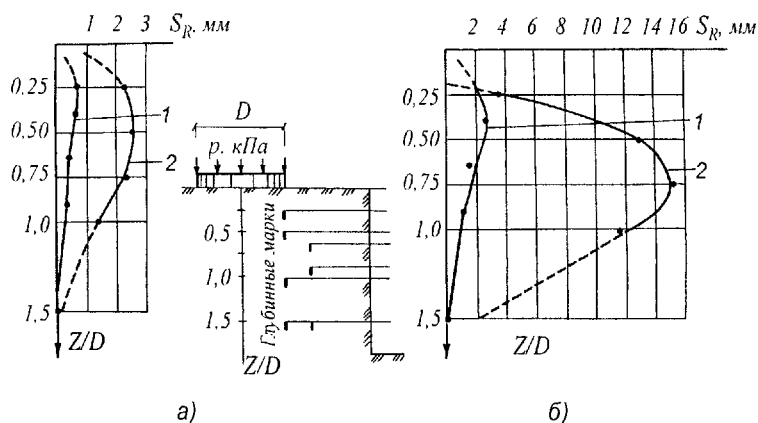


Рис. 5.16. Горизонтальные перемещения S_R в лессовом основании (Георгиевск): а, б – соответственно, при p равном 100 и 200 кПа; 1 – грунт природного сложения (маловлажный); 2 – то же увлажненный; D – диаметр штампа

* Плотность сложения основания из золы оценивалась коэффициентом уплотнения $K_{\text{сот}}$. При коэффициенте уплотнения $K_{\text{сот}} < 0,9$ основание из золы считалось рыхлого сложения, а при $K_{\text{сот}} \geq 0,9-0,94$ – средней плотности сложения.

горизонтальных перемещений в процессе повышения нагрузки на штамп смещаются обычно по глубине основания и составляют примерно 12–15% от осадки штампа. Аналогичные закономерности были получены в исследованиях М.В. Балюры (1975), М.Н. Окуловой (1966), Л.А. Шелест (1972) и других на песчаных и глинистых грунтах.

В проведенных исследованиях на лессовых грунтах при давлении по подошве штампов 100 и 200 кПа максимальные значения горизонтальных перемещений под краями штампов в маловлажном и увлажненном основании различаются примерно в шесть раз. Это свидетельствует о существенном влиянии горизонтальных перемещений грунта на работу увлажненного основания под нагрузкой.

По результатам опытов было выявлено, что при установке приборов в грунт вследствие силового воздействия от задавливания возникают повышенные напряжения, связанные с уплотнением грунта вокруг датчиков. Сразу по окончании задавливания как вертикальные, так и горизонтальные напряжения начинают релаксировать с различными скоростями до конечных значений. Для дополнительно увлажненных лессовых грунтов процесс релаксации напряжений длится обычно от нескольких часов до 1–2 суток, а для маловлажных лессовых грунтов он достигает 5–6 суток.

Было также установлено, что процесс релаксации напряжений происходит наиболее интенсивно в течение первых 3–5 минут после задавливания датчиков, а затем скорость релаксации постепенно уменьшается и через определенный промежуток времени (для каждого вида лессовых грунтов различный) заканчивается. Такая закономерность изменения напряжений во времени наблюдается при задавливании месдоз и в вертикальном, и в горизонтальном направлениях.

Обработка результатов по измерению вертикальных на-

пряжений производилась с учетом погрешностей, возникающих за счет концентрации их вокруг месдоз. Вопросы о погрешностях при измерении давлений в грунтах были исследованы Д.С. Барановым (1962–1970) и В.Ф. Сидорчуком (1868–1973). На основании этих исследований установлено, что погрешности при измерении вертикальных напряжений в связных и сыпучих грунтах для месдоз типа М-70 могут быть приняты в пределах 8–10%. Такая поправка вводилась при обработке результатов. Для горизонтальных напряжений σ_R поправки не вводились, так как погрешности при измерении этих напряжений не превышали 1–2% [100].

Нагружение штампов площадью 5000 и 10000 см² на лессовых и зольных грунтах производилось до максимального давления 220–300 кПа. В интервале давлений по подошве штампов 100–200 кПа (а в отдельных опытах 50–120 кПа) выполнялась промежуточная разгрузка основания и его последующее повторное нагружение. Анализ результатов исследований напряженно-деформированного состояния оснований жестких штампов, сложенных лессовыми и зольными грунтами, позволил установить некоторые закономерности (рис. 5.17–5.21).

По результатам полевых натурных исследований установлено, что при первичном нагружении основания в интервале небольшого давления по подошве штампов, при котором еще сохраняется линейная зависимость на графике осадок, распределение вертикальных и горизонтальных напряжений в основании из лессовых суглинков и техногенных грунтов из золы отличается незначительно (в пределах 5–15%). При этом экспериментально установлено, что распределение напряжений в основании жестких штампов хорошо согласуется с распределением напряжений по теории линейно-деформируемой среды (решения К.Е. Егорова, М.Б. Корсунского и др.). При давлении на штамп, равном расчетному сопротивлению грунта основания и

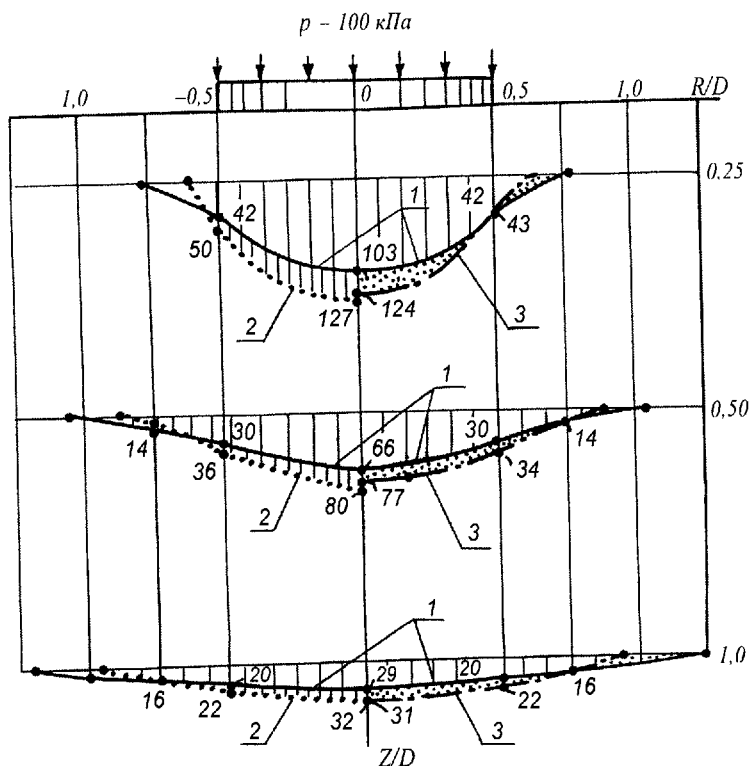


Рис. 5.17. Распределение вертикальных напряжений σ_z в основании жестких штампов площадью 10000 см^2 в испытаниях на лессовых увлажненных суглинках (Георгиевск) при $p = 100 \text{ кПа}$: 1, 2, 3 – соответственно, при первом этапе нагружения, при разгрузке и при повторном нагружении основания (значения напряжений приведены в кПа); D – диаметр штампа

более, наблюдается отклонение на 30–60% экспериментально установленных напряжений в основании жестких штампов от расчетных по теории линейно-деформируемой среды. Отклонение напряжений можно объяснить их пе-

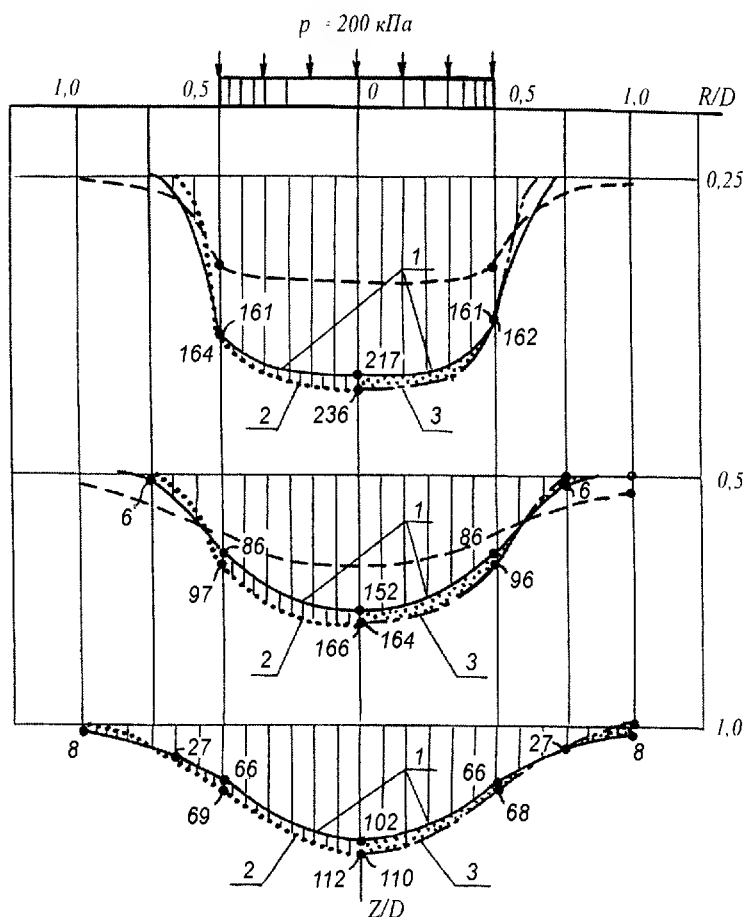


Рис. 5.18. Распределение вертикальных напряжений σ_z в основании жестких штампов площадью 10000 см² в испытаниях на лессовых увлажненных суглинках (Георгиевск) при $p = 200$ кПа: 1, 2, 3 – соответственно, при первом этапе нагружения, при разгрузке и при повторном нагружении основания (значения напряжений приведены в кПа); пунтир – решение К.Е. Егорова (теория упругости); D – диаметр штампа

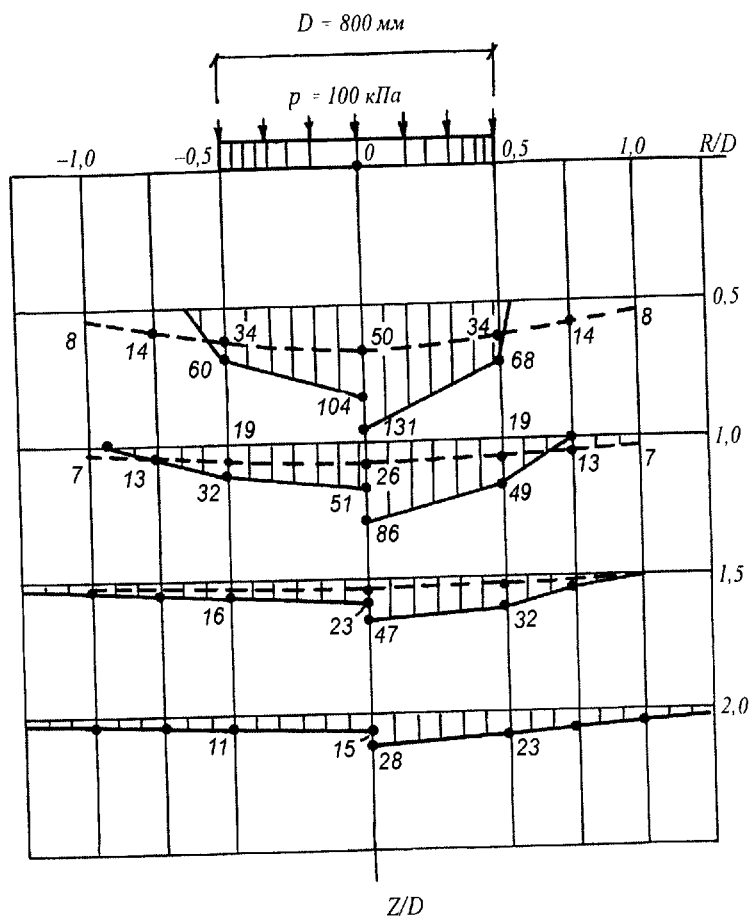


Рис. 5.19. Распределение вертикальных напряжений σ_z в основании жестких штампов площадью 5000 см^2 в опытах на техногенных грунтах из золы (Томск) при $p = 100 \text{ кПа}$: слева – в основании средней плотности сложения ($K_{\text{cot}} = 0.93$); справа – то же рыхлого сложения ($K_{\text{cot}} = 0.86$); пунктир – решение К.Е. Егорова (теория упругости). Значения напряжений приведены в кПа

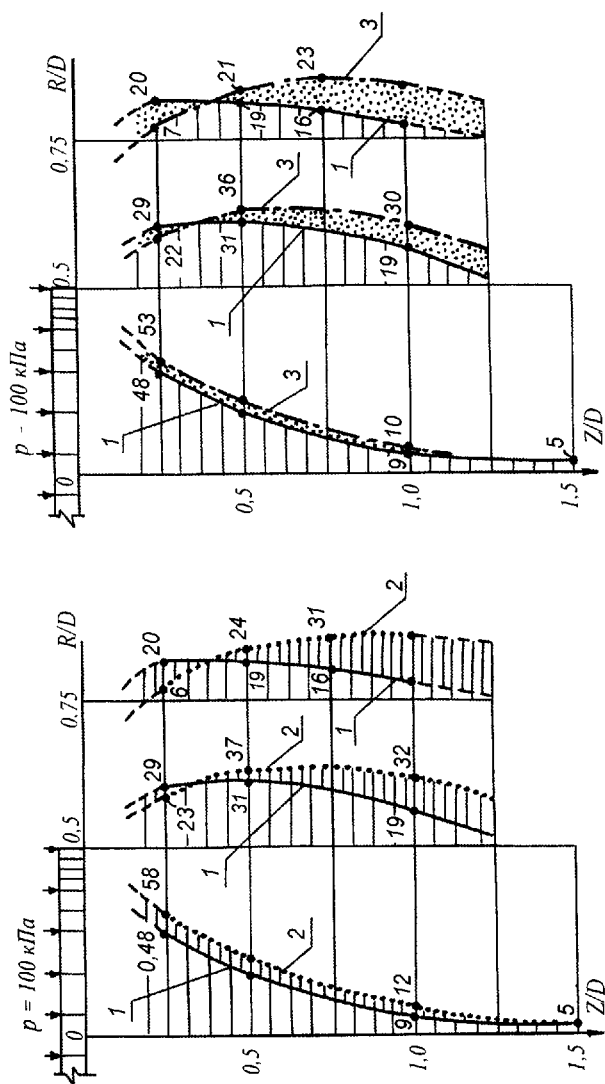


Рис. 5.20. Распределение горизонтальных напряжений σ_R в основании жестких штампов площадью 10000 см^2 , в опытах на лессовых увлажненных (влажных) суглинках (Георгиевск) при $p = 100 \text{ кПа}$; 1, 2, 3 – соответственно, при первом этапе нагружения, при разгрузке и при повторном нагружении основания (значения напряжений приведены в кПа); D – диаметр штампа

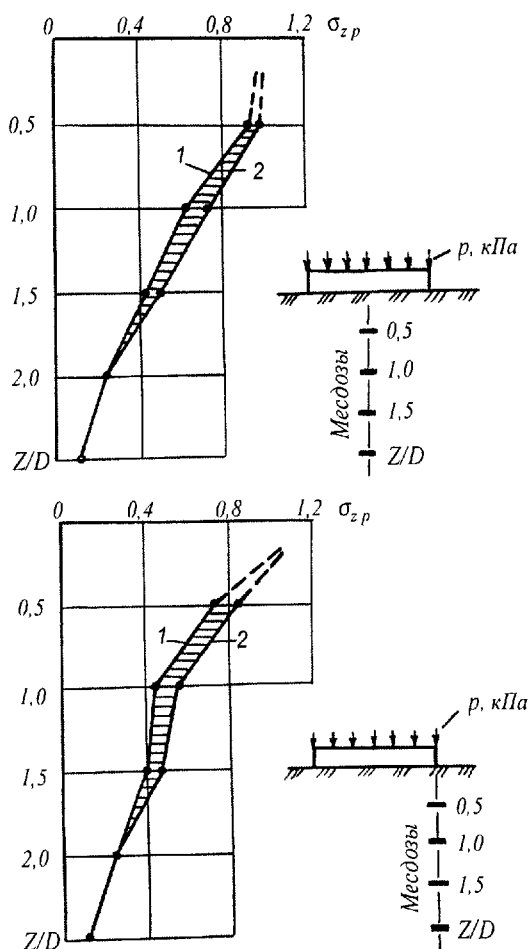


Рис. 5.21. Распределение вертикальных напряжений σ_z в основании жестких штампов в опытах на техногенных грунтах из золы средней плотности сложения ($K_{\text{сорт}} = 0,92-0,94$) при $p = 100$ кПа; 1 – при первом этапе нагружения основания; 2 – при повторном после разгрузки

пераспределением в пределах сжимаемой толщи основания. Вертикальные напряжения концентрируются вдоль центральной оси под штампом в пределах глубины до 1,5–2,0 диаметра, а горизонтальные напряжения концентрируются в области основания за пределами штампа на глубине примерно 0,75–1,0 диаметра штампа.

Экспериментально установлено, что при разгрузке лесового и техногенного основания (из лессовых суглинков и зольных грунтов), загруженного ранее давлением жестких штампов равным и более расчетного сопротивления грунта основания, его напряженное состояние не возвращается в исходное положение, которое было на первом этапе нагружения. В таких основаниях под жесткими штампами действует остаточное напряженное состояние, которое формируется за счет уплотнения грунтов максимальным давлением штампов на первом этапе их нагружения. При повторном нагружении лессового и техногенного основания, после его промежуточной разгрузки, наблюдается увеличение концентрации вертикальных и горизонтальных напряжений в области под штампом по сравнению с напряжениями, полученными при первичном нагружении штампов.

Дополнительная концентрация вертикальных напряжений вдоль центральной оси штампа приводит к появлению приращений осадки штампа по отношению к осадке, зафиксированной на момент разгрузки основания.

Наглядное представление о работе основания из лессовых и техногенных грунтов из золы при различных схемах нагружения, возникающих в условиях реконструкции и восстановления зданий, дают линии равных вертикальных σ_z и горизонтальных σ_R напряжений, построенные для давлений 200 кПа по подошве штампов (рис. 5.22–5.23). При рассмотрении этих данных установлено, что на первом этапе нагружения в лессовых естественных (маловлажных) грунтах в интервале давлений до 200 кПа в работу вклю-

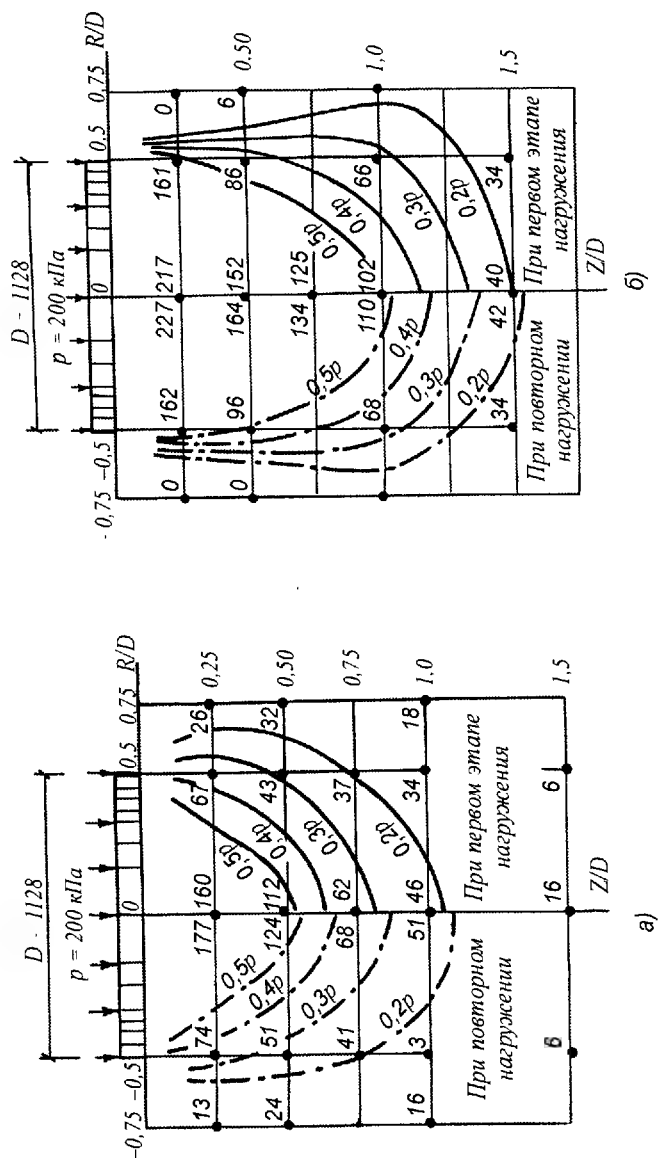


Рис. 5.22. Распределение вертикальных напряжений σ_z в лесовых суглинка при $p = 200$ кПа (значения напряжений даны в кПа); а – при первом этапе нагружения основания; б – то же при повторном нагружении после разгрузки

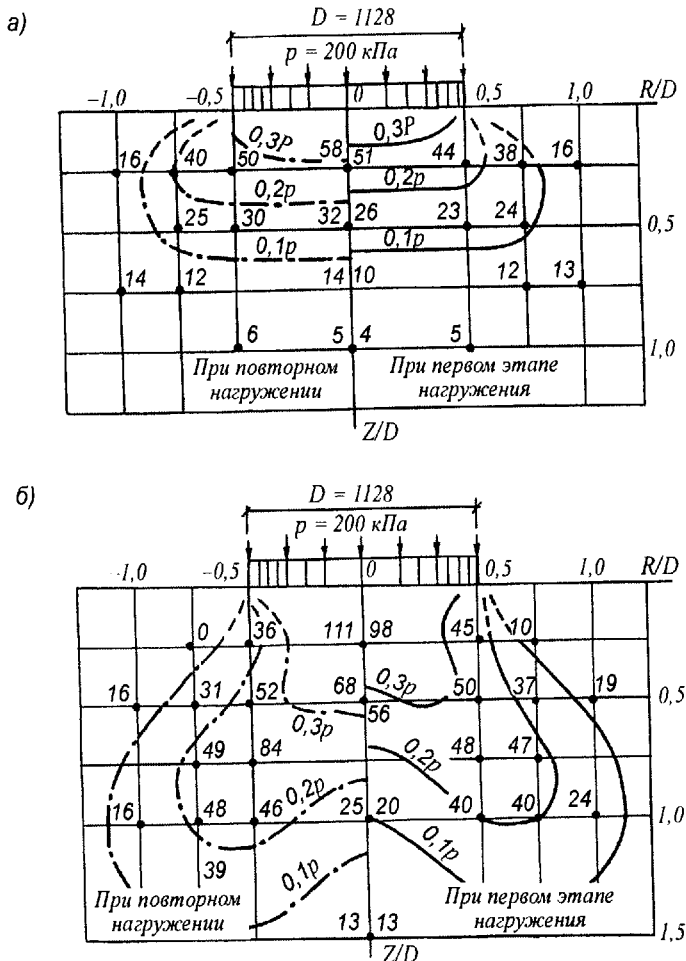


Рис. 5.23. Линии равных горизонтальных напряжений σ_R в лессовых увлажненных (влажных) суглинках под штампом (Георгиевск) при $p = 200$ кПа (значения напряжений приведены в кПа): а – при первом этапе нагружения (справа) и при разгрузке (слева); б – то же (справа) и при повторном нагружении основания

чаются области основания за пределами штампа, поэтому распределение напряжений σ_z происходит более равномерно по сравнению с напряжениями в основании из увлажненных лессовых грунтов. В увлажненных лессовых грунтах в основании жестких штампов за счет перераспределения вертикальных напряжений и концентрации их вдоль вертикальной оси изобары σ_z получаются более узкими и вытянутыми по глубине основания по сравнению с изобарами, построенными для основания штампа из неувлажненных (маловлажных) грунтов (рис. 5.22).

Горизонтальные напряжения σ_z при первичном нагружении увлажненных лессовых грунтов (давлением более p_{cmp}) концентрируются в области основания за пределами штампа, и это приводит к тому, что на глубине 0,75–1,0 его диаметра существенное значение приобретает работа увлажненного основания в горизонтальном направлении (рис. 5.23).

Линии равных вертикальных σ_z и горизонтальных σ_R напряжений в лессовом и техногенном (зольном) основании под жесткими штампами для случаев разгрузки и последующего повторного нагружения свидетельствуют о том, что за счет перераспределения напряжений в пределах границ сжимаемой толщи основания ее контуры изменяются по сравнению с контурами, установленными при первом цикле (этапе) нагружения.

Изобары σ_z как в маловлажном, так и в увлажненном лессовом основании при разгрузке и последующем повторном нагружении становятся еще более вытянутыми по глубине по сравнению с изобарами σ_z , построенными для первого этапа нагружения.

Если за нижнюю границу сжимаемой толщи основания принять глубину, где проходит изобара σ_z , равная 10% от прикладываемого к грунту давления от штампа, то при разгрузке и повторном нагружении штампа глубина сжимаемой толщи основания для маловлажных лессовых грунтов составляет 1,2–1,3 диаметра штампа, а для увлажнен-

ных лессовых грунтов – 1,6–1,7, т.е. примерно на 30–35% больше (рис. 5.22).

Линии равных горизонтальных напряжений (распоры) σ_R при разгрузке и повторном напряжении в лессовом основании становятся более вытянутыми в боковом направлении от штампа и концентрируются на глубине, примерно равной 0,5 диаметра штампа для маловлажных лессовых грунтов и 1,25–1,5 диаметра штампа – для увлажненных лессовых грунтов (рис. 5.23).



МЕТОДЫ РАСЧЕТА ОСНОВАНИЙ И ФУНДАМЕНТОВ РЕКОНСТРУИРУЕМЫХ; ВОССТАНАВЛИВАЕМЫХ ЗДАНИЙ

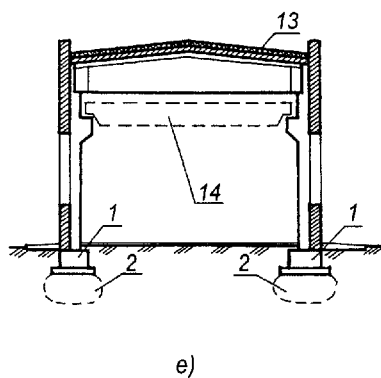
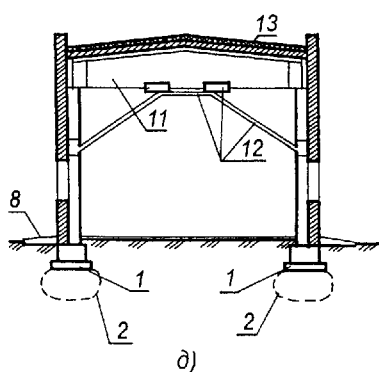
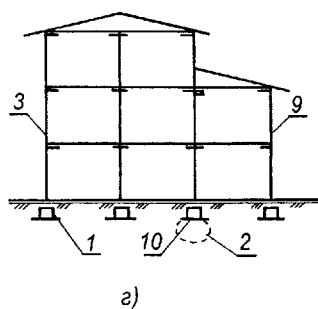
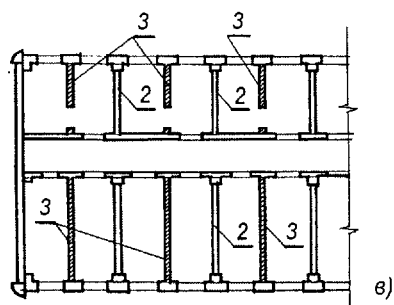
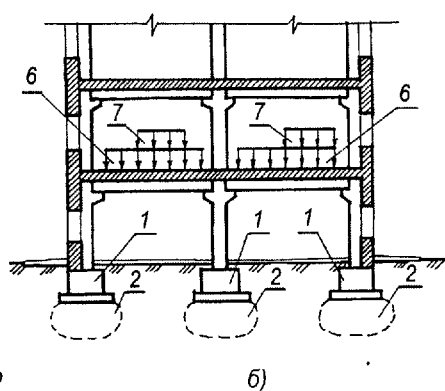
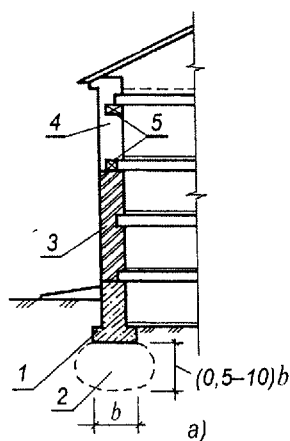
Автором разработан комплексный методологический подход к оценке загрузки оснований фундаментов реконструируемых зданий. В нем предусмотрено определение расчетного сопротивления уплотненного (давлением здания) грунта основания, выявление минимальных размеров подошвы усиливаемых фундаментов, установление приращений нагрузок, соответствующих недогрузке или перегрузке оснований, расчет конечных осадок фундаментов реконструируемых (восстанавливаемых) зданий.

6.1. НАЗНАЧЕНИЕ РАСЧЕТНОГО СОПРОТИВЛЕНИЯ ГРУНТА ОСНОВАНИЯ ПРИ ПРОЕКТИРОВАНИИ ФУНДАМЕНТОВ РЕКОНСТРУИРУЕМЫХ ЗДАНИЙ

При расчете оснований фундаментов реконструируемых, восстанавливаемых зданий по второй группе предельных состояний используется расчетное сопротивление грунта основания R [48]. Однако, как показали исследования (см. подразделы 1.2, 3.2 и 3.3), в зависимости от грунтовых условий и срока эксплуатации этих зданий при определении значений R может учитываться эффект обжатия грунта основания давлением от фундаментов [27, 56, 57, 117]. В этом случае следует использовать расчетное сопротивление уплотненного грунта основания R_{yn}^* (рис. 6.1).

На основе исследований и обобщения архивных материалов автором предложен метод определения R_{yn}^* , в основу которого положена формула [7] СНиП 2.02.01-83* [48]

Рис. 6.1. Условия, при которых возникает необходимость определения расчетного сопротивления уплотненного грунта основания: а – проверочные расчеты фундаментов при надстройке этажей; б – то же при замене технологического оборудования; в – то же при изменении планировочной схемы здания; г – то же при устройстве дополнительных конструкций; д – то же при усилении строительных конструкций; е – то же при замене строительных конструкций и грузоподъемного оборудования. 1 – фундамент эксплуатируемого здания; 2 – зона наибольшего уплотнения грунта; 3 – существующая часть здания; 4 – надстраиваемая часть здания; 5 – железобетонные пояса жесткости; 6 – нагрузка от существующего оборудования; 7 – нагрузка от устанавливаемого дополнительного оборудования; 8 – откоска; 9 – пристройка; 10 – фундаменты, испытывающие дополнительное нагружение; 11 – железобетонная балка покрытия; 12 – элементы усиления железобетонного покрытия; 13 – заменяемые строительные конструкции; 14 – заменяемое крановое оборудование



для определения R со всеми предпосылками и ограничениями [31, 48, 118]. Предлагаемый метод учитывает вызванные уплотнением и обводнением (замачиванием) изменения свойств грунтов, залегающих в основании фундаментов длительно эксплуатируемых зданий.

В общем виде расчетное сопротивление уплотненного грунта основания R_{yn} предлагается определять по формуле:

$$R_{yn} = \frac{\gamma_{c1} \cdot \gamma_{c2}}{K} \times \\ \times [M_{\gamma} \cdot K_{\gamma} b \gamma_{II} \cdot K_{\gamma} + (M_q - 1) d_b \gamma'_{II} + M_c \cdot C_{II} K_c] \cdot K_s, \quad (6.1)$$

где K_{γ} , K_c – коэффициенты, учитывающие изменение характеристик плотности ρ и удельного сцепления C грунтов основания под фундаментом за период эксплуатации здания; M_{γ} , M_q , M_c – коэффициенты, принимаемые по табл. 4 СНиП 2.02.01-83* в зависимости от характеристики угла внутреннего трения (φ_{II}) грунта основания, уплотненного давлением от эксплуатируемого здания:

$$\bar{\varphi}_{II} = \varphi_{II} K_{\varphi}, \quad (6.1, a)$$

где φ_{II} – угол внутреннего трения естественного (неуплотненного) грунта основания, град; K_{φ} – коэффициент, учитывающий изменение характеристики угла внутреннего трения φ_{II} за период эксплуатации здания; K_s – коэффициент, учитывающий степень реализации (использования) предельной осадки фундамента за период эксплуатации здания. Остальные обозначения те же, что и в формуле (7) СНиП 2.02.01-83*.

* Многие специалисты характеристику R_{yn} называют «повышенным» или «новым» давлением на грунт, «давлением грунта основания под подошвой существующего фундамента» и т.п. [5, 7, 28, 56].

Таблица 6.1

Значения коэффициентов K_γ , K_ϕ , K_c для определения расчетного сопротивления уплотненного грунта основания

Грунты основания реконструируемых и восстанавливаемых зданий	Параметр p/R	Коэффициент		
		K_γ	K_ϕ	K_c
1. Глинистые грунты с $J_L \leq 0,5$ и сроке эксплуатации здания более 15 лет	более 0,8	1,07–1,17	1,10	1,6
	0,8–0,5	1,03–1,05	1,05	1,32
	менее 0,5	1,0	1,0	1,05
2. Глинистые грунты с $J_L > 0,5$ и сроке эксплуатации здания более 15 лет	более 0,8	1,05–1,15	1,08	1,45
	0,8–0,5	1,0–1,05	1,04	1,25
	менее 0,5	1,0	1,0	1,05
3. Глинистые грунты при наличии подземной воды в уровне заложения фундаментов и сроке эксплуатации здания более 15 лет	более 0,8	1,03	0,97	1,3
	0,8–0,5	1,03	0,88	1,06
	менее 0,5	1,0	0,8	0,85

Примечание. Применение коэффициентов K_γ , K_ϕ , K_c предусмотрено для грунтов, не обладающих специфическими неблагоприятными свойствами (просадочностью, набуханием и др.); p – среднее давление по подошве рассматриваемого фундамента до реконструкции (восстановления) здания; R – расчетное сопротивление естественного (неуплотненного) грунта основания.

Значения коэффициентов K_γ , K_ϕ , K_c , приведенные в табл. 6.1, выбираются в зависимости от отношения среднего давления по подошве эксплуатируемого фундамента p к расчетному сопротивлению естественного (неуплотненного) грунта основания R , которое принималось при первоначальном проектировании объекта. Они получены экспериментально для глинистых грунтов.

По результатам исследований автора, коэффициенты установлены как отношение характеристики уплотненных (давлением фундаментов) и естественных грунтов при сроке эксплуатации более 15 лет.

Для определения K_γ , K_ϕ , K_c использовались также результаты исследований, опубликованные в работах М.В. Балюры (1978), Б.И. Далматова (1980–1985), Р.С. Зянгирова (1986), П.А. Коновалова (1979–2000), И.В. Ко-

Таблица 6.2

Значения коэффициента K_s для определения расчетного сопротивления уплотненного грунта основания

Грунты основания независимо от плотности и влажности	Коэффициент K_s при S/S_u	
	0,2	0,7
1. Пески крупные и средней крупности	1,4	1,0
2. Пески мелкие	1,2	1,0
3. Пески пылеватые	1,1	1,0
4. Связные (глинистые) грунты с $J_L \leq 0$	1,2	1,0
5. Связные (глинистые) грунты с $J_L \leq 0,5$ и сроке эксплуатации здания более 15 лет	1,1	1,0
6. Глинистые грунты с $J_L > 0,5$ и сроке эксплуатации здания более 15 лет	1,07	1,0
7. Глинистые грунты при наличии подземной воды в уровне заложения фундаментов и сроке эксплуатации здания более 15 лет	1,05	1,0

Примечание. S – осадка фундамента при давлении p по подошве, соответствующем расчетному сопротивлению естественного грунта основания ($p \approx R$); S_u – предельно допустимая осадка для рассматриваемого вида здания. Для промежуточных значений S/S_u коэффициент K_s принимается по интерполяции.

ротких (1979), А.Г. Ройтмана (1971–1978), И.А. Сафохиной (1981–1987), Е.А. Сорочана (1976–1986), В.М. Улицкого (1985–1998) и др.

Значения коэффициента K_s (табл. 6.2) изменяются от 1 до 1,4 в зависимости от того, насколько полно реализована предельная осадка фундамента S для рассматриваемого здания за период его эксплуатации.* Наибольшее зна-

* В табл. 6.2 под номерами 1–5 приведены данные о коэффициентах K_s , полученные НИИОСПом совместно с МосжилНИИпроектом (П.А. Коновалов, А.Г. Ройтман и др.) [5, 7]. Значения K_s под номерами 6, 7 предложены автором.

чение коэффициента K_s принимается в том случае, когда расчетная (фактическая) осадка фундамента S существующего здания, установленная при фактическом давлении p , составляет менее 20% от предельно допустимой S_u ($S < 0,2S_u$). Если расчетная (фактическая) осадка фундамента S составляет более 70% от предельно допустимой S_u ($S > 0,7S_u$), то значение коэффициента K_s принимается равным единице ($K_s = 1$).

Для количественной оценки влияния коэффициентов K_ϕ , K_c и коэффициента K_s на изменение характеристик R было просчитано много примеров с использованием формулы (6.1) и построены графики приращений ΔR в зависимости от степени обжатия грунтов p/R давлением от фундаментов: $\Delta R = f(p/R)$. Из графиков (рис. 6.2) видно, что в зависимости от типа грунтов и степени их обжатия p/R расчетное сопротивление естественного (неуплотненного) грунта основания R может возрасть до 20–60%.

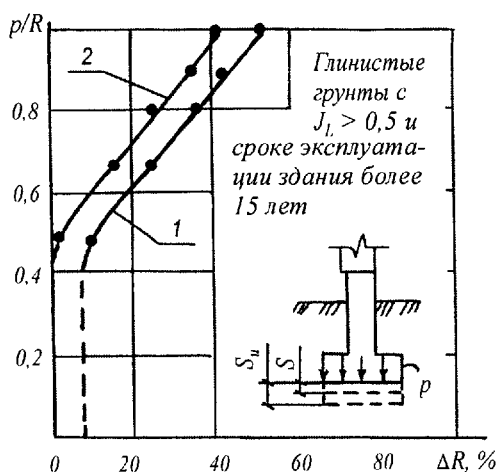
Наибольшее повышение характеристики R наблюдается для фундаментов на глинистых грунтах с $J_L \leq 0,5$ (45–60%), а наименьшее – для случая обводнения этих грунтов в период эксплуатации зданий (20–25%). Если обжатие грунта основания давлением от фундамента незначительно ($p/R < 0,6–0,7$), то значение R понижается до 10–15% и более.

Графические зависимости $\Delta R = f(p/R)$ (рис. 6.2) предназначены также для ориентировочного и оперативного определения расчетного сопротивления уплотненного грунта основания R_{yn} по формуле

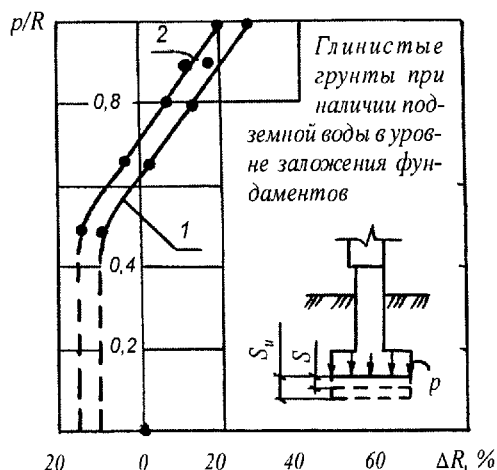
$$R_{yn} = R(1 \pm \Delta R/100), \quad (6.2)$$

где R (кПа) – расчетное сопротивление естественного (неуплотненного) грунта основания, определяемое по СНиП 2.02.01-83* с использованием материалов инженерно-геологических изысканий прошлых лет или результатов контрольных испытаний образцов, отобранных вне

б)



в)



же при наличии подземной воды в уровне заложения фундаментов; 1 – при $S/S_u = 0,2$ (S – расчетная или фактическая осадка фундамента; S_u – предельно допустимая осадка фундамента, кПа); R – расчетное сопротивление естественного (неуплотненного) грунта основания, кПа

6.2. ПОНЯТИЕ ОБ ОБЛАСТИ ЛИНЕЙНОЙ ДЕФОРМИРУЕМОСТИ (ОТНОСИТЕЛЬНОЙ ПРОЧНОСТИ) ГРУНТОВОГО ОСНОВАНИЯ И ЕЕ НАЗНАЧЕНИЕ

При решении задач, связанных с проектированием фундаментов мелкого заложения для реконструируемых и восстанавливаемых зданий, может быть использована область линейной деформируемости (относительной прочности) грунтового основания.

Впервые понятие области относительной прочности грунтового основания было дано В.С. Плевковым (1989) [119]. С использованием этой области им также была предложена методика расчета минимальных размеров подошвы отдельно стоящих фундаментов различной симметричной формы в плане при действии нескольких сочетаний нагрузок и рассмотрены другие вопросы. Позднее (1990–1993) автором совместно с В.С. Плевковым были продолжены исследования в этом направлении. В частности, было дано определение области относительной прочности (линейной деформируемости) грунтового основания, доработана методика расчета ленточных, круглых, кольцевых фундаментов, рассмотрены вопросы использования методики для проектирования оснований и фундаментов реконструируемых зданий и др. [49, 120 и др.].

Область линейной деформируемости – это графическое изображение (или аналогичное описание) относительной условной прочности грунтового основания, залегающего непосредственно под подошвой фундамента и обжатого максимально допустимым давлением $p_{\max}$ при линейной эпюре контактных давлений.

Графическое построение области линейной деформируемости выполняется в координатах α_n и α_m . Если обозначить

$$p_{\max}/R_{yn} = \Psi_R, \quad (6.3)$$

$$p_{\min}/p_{\max} = \rho, \quad (6.4)$$

то для внецентренно нагруженного фундамента можно записать два условия (рис. 6.3):

$$\alpha_n = N_0/(R_{yn} A) = (1 + \rho) \Psi_R/2, \quad (6.5)$$

$$\pm \alpha_m = M_0/(R_{yn} A) = (1 - \rho) \Psi_R/2, \quad (6.6)$$

где α_n — относительная вертикальная сила, действующая в

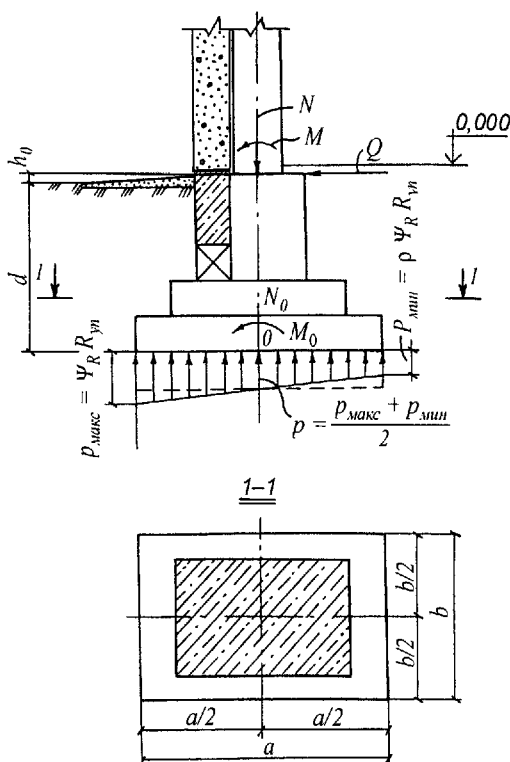


Рис. 6.3. Расчетная схема внецентренно нагруженного фундамента реконструируемого здания

уровне подошвы фундамента (степень обжатия грунта основания вертикальной силой

$$N_0 = N + \gamma \cdot (d + h_0) A = \left[\frac{(p_{\max} + p_{\min})}{2} \right] \cdot A$$

по площади, равной площади подошвы фундамента); α_m – относительный момент сил, действующий в уровне подошвы фундамента (степень обжатия грунта основания моментом сил

$$M_0 = M + Q \cdot (d + h_0) = \left[\frac{(p_{\max} - p_{\min})}{2} \right] \cdot W_m$$

по площади, равной площади подошвы фундамента); A – площадь подошвы фундамента, м²; W_m – момент сопротивления площади подошвы фундамента относительно главных осей (центра тяжести подошвы), м³; R_{yn} – расчетное сопротивление грунта основания, уплотненного давлением фундаментов реконструируемого или восстанавливаемого здания, определяемое в соответствии с рекомендациями подраздела 6.1 или другим известным методом [5, 56, 58, 60] (при проектировании фундаментов нового здания $R_{yn} = R$), кПа; ρ – параметр, характеризующий вид эпюры контактного давления по подошве фундамента (отношение минимального $p_{\min}$ и максимального $p_{\max}$ давлений) и определяемый из (6.4); Ψ_R – коэффициент, принимаемый согласно СНиП 2.02.01-83* равным: $\Psi_R = 1,2$ при вычислении давления под краем подошвы фундамента и действии момента сил M_0 в одной плоскости, $\Psi_R = 1,5$ – то же в угловой точке подошвы фундамента и действии момента сил M_0 в двух взаимно перпендикулярных направлениях.

В общем случае значение коэффициента Ψ_R может определяться из (6.3).

На плоскости область линейной деформируемости (от-

носительной прочности) грунтового основания при $\Psi_R = 1,2$ имеет изломное очертание (рис. 6.4). Она ограничена отрезками прямых OA , AB , BC и CO в случае действия на фундамент положительного момента сил ($+M_0$) и отрезками OE , ED , DC и CO при отрицательном моменте сил ($-M_0$).

Границы области на участках AB и ED при $\Psi_R = 1,2$ совпадают, соответственно, с направлениями прямых GF и HF , которые описываются уравнением

$$\pm \alpha_m = \Psi_R - \alpha_n. \quad (6.7)$$

Уравнение (6.7) получено из совместного решения (6.5) и (6.6) относительно параметра ρ .

Положение границы области на участке BD соответствует ограничению при центральном нагружении фундамента, согласно которому параметр α_n не может быть больше единицы:

$$\alpha_n \leq 1. \quad (6.8)$$

А положение границ области на участках OA и OE (или OA_1 и OE_1) соответствует ограничению при внецентренном нагружении фундамента (угол наклона β), согласно которому фиксируется предельное значение параметра ρ . Для случая треугольной укороченной длины эпюры контактного давления (двухзначной) по подошве фундамента предельное значение параметра ρ может приниматься равным [49, 119]

$$\rho = \rho_{\min} / \rho_{\max} = \rho_u = -0,333 \quad (6.9)$$

(точки A и E на области). В большинстве же случаев проектирования фундаментов реконструируемых и восстанавливаемых зданий предельное значение параметра ρ принимается равным нулю (случай треугольной эпюры контактного давления):

$$\rho = \rho_u = 0 \quad (6.9, a)$$

(точки A_1 и E_1 на области). Если подставить (6.9) или

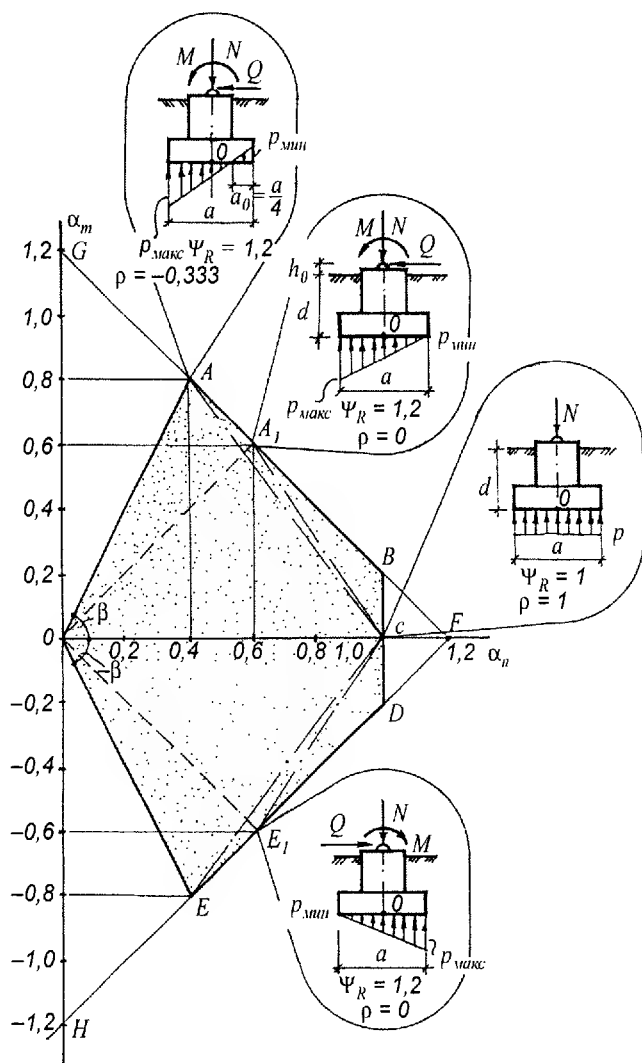


Рис. 6.4. Область линейной деформируемости грунтового основания при $\psi_R = 1,2$

(6.9, а) в (6.5) и (6.6), то можно установить значения углов наклона прямых OA и OE или OA_1 и OE_1 к оси α_n . Для прямых OA и OE угол $\beta = \arctg(\alpha_m/\alpha_n) = 64^\circ 24'$, а для прямых OA_1 и OE_1 значение $\beta = 45^\circ$ (см. рис. 6.4). В общем случае

$$\operatorname{tg} \beta = \alpha_m/\alpha_n. \quad (6.10)$$

Область линейной деформируемости грунтового основания соответствует центрально и внецентренно нагруженным фундаментам различной геометрической формы в плане (прямоугольной, круглой, кольцевой, ленточной, трапециевидной и др.) при линейных эпюрах контактного давления, характеризующимся параметром ρ (табл. 6.3).

Изломное положение границ области на участке $ABDE$ для внецентренно нагруженного фундамента обусловлено постоянным значением коэффициента $\Psi_R = 1,2$. Использование в расчетах переменного значения коэффициента Ψ_R , который с уменьшением величины момента сил M_0 стремится к единице ($1,0 \leq \Psi_R \leq 1,2$), приводит к изменению положения границ области (см. рис. 6.4). В случае линейной аппроксимации $\Psi_R(\alpha_n)$ в виде

$$\Psi_R(\alpha_n) = \frac{(0,333 \cdot \alpha_n + \rho_u - 1)}{(\rho_u - 0,666)} \quad (6.10, a)$$

область линейной деформируемости ограничена линиями AC и EC при предельном значении параметра $\rho_u = -0,333$ или линиями A_1C и E_1C при $\rho_u = 0$.

Это позволяет получить единые расчетные зависимости для центрально и внецентренно нагруженных фундаментов. Нелинейные аппроксимации параметра $\Psi_R(\alpha_n)$ приведут к замене линейных границ области на криволинейные, которые будут располагаться между $ABDE$ и ACE (или A_1CE_1).

Область линейной деформируемости (относительной прочности) грунтового основания при $\Psi_R = 1,5$ (рис. 6.5)

Таблица 6.3
Эпюры контактного давления по подошве фундаментов реконструируемых и восстанавливаемых зданий

Вид эпюры контактного давления	Параметр $\rho = \frac{p_{\min}}{p_{\max}}$	Относительный эксцентриситет $\varepsilon = e/a$	Относительные нагрузки		Рекомендуемая область использования эпюр контактного давления
			α_n	α_m	
$p = R$ 	1	0	1	0	Для центрально нагруженных фундаментов
$p_{\min} = 1,2R$ $p_{\max} = 0,8R$ 	0,667	—	1	0,2	Для фундаментов под колонны производственных зданий с мостовыми кранами грузоподъемностью 750 кН (75 тс) и более, фундаментов открытых крановых эстакад с кранами грузоподъемностью более 150 кН (15 тс), фундаментов высоких сооружений, а также при величине расчетного сопротивления грунта основания $R \leq 150$ кПа
$p_{\min} = 0,55R$ $p_{\max} = 1,2R$ 	0,458	—	0,875	0,325	
$p_{\min} = 0,30R$ $p_{\max} = 1,2R$ 	0,25	1/10	0,75	0,45	
$p_{\min} = 0,15R$ $p_{\max} = 1,2R$ 	0,125	—	0,675	0,525	Для фундаментов под колонны производственных зданий с мостовыми кранами грузоподъемностью менее 750 кН (75 тс), фундаментов открытых крановых эстакад с кранами грузоподъемностью менее 150 кН (15 тс)

Окончание табл. 6.3

Вид эпюр контактного давления	Параметр $\rho = \frac{p_{\min}}{p_{\max}}$	Относительный эксцентриситет $\varepsilon = e/a$	Относительные нарузки		Рекомендуемая область использования эпюр контактного давления
			α_n	α_m	
 $p_{\max} = 1,2R$ $p_{\min} = 0$	0	1/6	0,6	0,6	Для фундаментов под колонны производственных зданий с мостовыми кранами грузоподъемностью менее 750 кН (75 тс), фундаментов открытых крановых эстакад с кранами грузоподъемностью менее 150 кН (15 тс)
 $p_{\max} = 1,2R$ $p_{\min} = -0,4R$ $a_0 = \frac{a}{4}$	-0,333	1/4	0,4	0,8	Для фундаментов бескрановых зданий, фундаментов зданий с подвижным крановым оборудованием, а также при установке фундаментов в стесненных условиях

Примечание. $\varepsilon = e/a$ – относительный эксцентриситет вертикальной силы, действующей на фундамент;
 α_n , α_m , ρ – то же, что и в формулах (6.4)–(6.6).

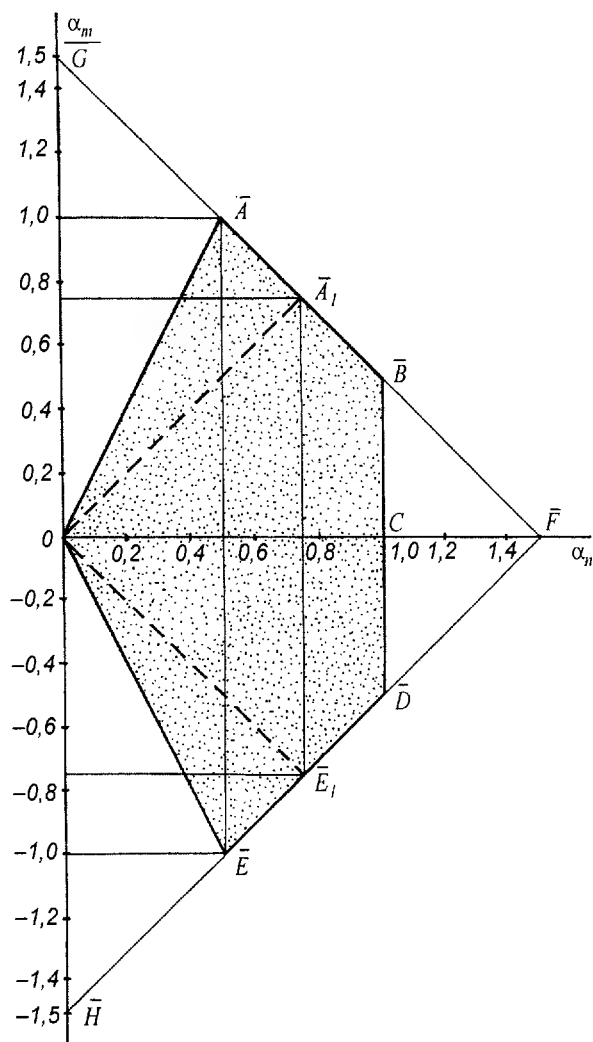


Рис. 6.5. Область линейной деформируемости грунтового основания при $\Psi_R = 1,5$

также имеет изломное очертание на плоскости и ограничена отрезками прямых $\overline{OA}$, $\overline{AB}$, $\overline{BC}$ и $\overline{CO}$ в случае действия на фундамент положительного суммарного момента сил ($+M_0$) и отрезками $\overline{OE}$, $\overline{ED}$, $\overline{DC}$ и $\overline{CO}$ при отрицательном моменте сил ($-M_0$). Границы области на участках $\overline{AB}$ и $\overline{ED}$ при $\Psi_R = 1,5$ совпадают, соответственно, с направлениями прямых $\overline{GF}$ и $\overline{HF}$, которые описываются уравнением (6.7). Положение границ области на участках $\overline{BD}$, а также $\overline{OA}$ и $\overline{OE}$ соответствует ограничениям (6.8) и (6.9), как и для случая, когда $\Psi_R = 1,2$.

Таким образом, вышеизложенное дает представление об области линейной деформируемости (относительной прочности) грунтового основания и ее назначении при расчетах оснований и фундаментов реконструируемых и восстанавливаемых зданий.

6.3. МЕТОДИКА ОЦЕНКИ ЗАГРУЖЕНИЯ ОСНОВАНИЙ ФУНДАМЕНТОВ РЕКОНСТРУИРУЕМЫХ, ВОССТАНАВЛИВАЕМЫХ ЗДАНИЙ С ИСПОЛЬЗОВАНИЕМ ОБЛАСТИ ЛИНЕЙНОЙ ДЕФОРМИРУЕМОСТИ ГРУНТОВОГО ОСНОВАНИЯ

Область линейной деформируемости (относительной прочности) в предлагаемом виде может быть использована при решении задач по **оценке загрузки основания фундаментов** реконструируемых и восстанавливаемых зданий*. При этом можно установить минимально возмож-

* Под оценкой загрузки основания фундамента реконструируемого, восстанавливаемого здания понимается анализ исходных данных и результатов расчета, при котором выявляется соответствие размеров подошвы рассматриваемого фундамента действующим нагрузкам (N , M , Q) и грунтовым условиям.

ную площадь подошвы фундаментов реконструируемых или восстанавливаемых зданий (с поиском оптимального варианта по выбранным параметрам), определить приращения нагрузок, соответствующих недогрузке или перегрузке оснований, выявить значения эксцентриситетов приложения вертикальных сил, определить требуемые для конкретных условий значения расчетных сопротивлений грунта основания R (или R_{yn}) и решить другие вопросы.

Основная суть методики оценки загрузки основания фундаментов реконструируемых и восстанавливаемых зданий с помощью области линейной деформируемости заключается в определении вектора равнодействующей относительных нагрузок и выявлении соответствия существующих размеров подошвы фундаментов действующим нагрузкам и рассматриваемым грунтовым условиям. Если конец вектора OU (рис. 6.6, а) равнодействующей относительных нагрузок (α_{mi}, α_{ni}), действующих на фундамент реконструируемого (восстанавливаемого) здания, находится внутри области $OABCO$, то основание рассматриваемого фундамента недогружено. При этом имеется резерв повышения нагрузок на грунты основания ($\Delta N, \Delta M$), которые можно установить из формул (при изменении параметра ρ в пределах $-0,333 \leq \rho \leq 0,667$)

$$\Delta N = N_0 \left(\frac{\Psi_R}{\alpha_{mi} + \alpha_{ni}} - 1 \right), \quad (6.10, б)$$

$$\Delta M = M_0 \left(\frac{\Psi_R}{\alpha_{ni} + \alpha_{mi}} - 1 \right). \quad (6.10, в)$$

По условию (6.3) можно также выявить, насколько полно используется расчетное сопротивление грунта основания R_{yn} (%), а также требуемое значение расчетного сопротивления грунта основания R_{mp} для существующих размеров подошвы при нагрузках, характеризующихся векто-

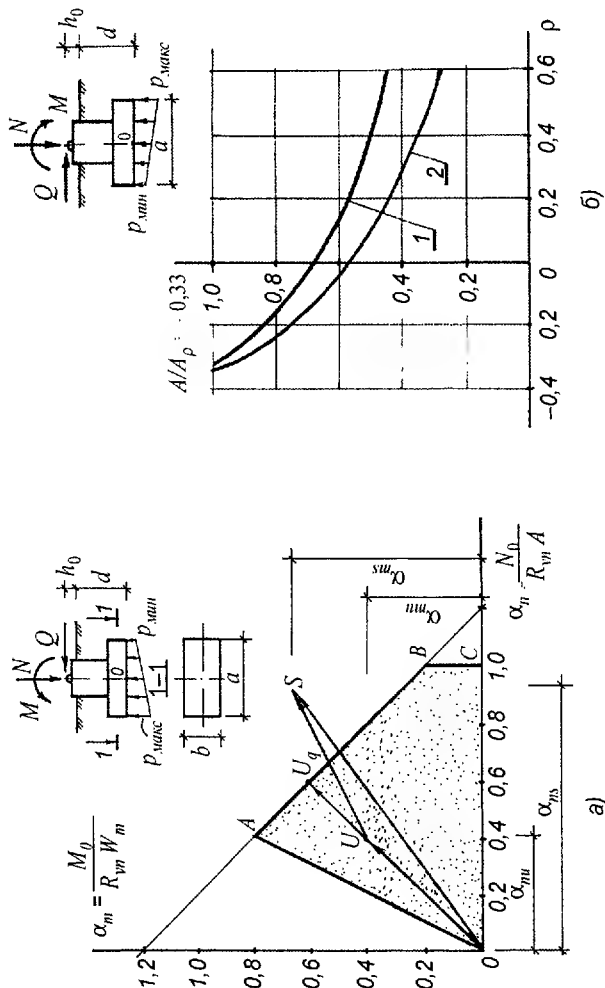


Рис. 6.6. Оценка загрузки основания фундаментов реконструируемого (восстанавливаемого) здания:
 а – положение векторов равнодействующих относительных нагрузок (α_{mu} , α_{ms} и α_{ms}) на области линейной деформируемости основания ($OABCO$); б – влияние параметра ρ на размеры опорной площади прямоугольного в плане фундамента; 1, 2 – соответственно при глубине заложения фундамента $d = 0$ и $d = 2$ м

ром OU_q (рис. 6.6, а) для участка области с параметром $-0,333 \leq \rho \leq 0,667$:

$$R_{mp} = R_{yn}(\alpha_{mi} + \alpha_{ni})/\Psi_R. \quad (6.10, з)$$

Если же конец вектора OS равнодействующей относительных нагрузок (α_{ms} , α_{ns}), действующих на фундамент реконструируемого (восстанавливаемого) здания, будет выходить за пределы границ области $OABCO$ (например, после повышения нагрузок), то существующие размеры опорной площади фундамента будут недостаточными, чтобы передать на грунт основания дополнительные нагрузки (вектор US). В этом случае основание фундамента является перегруженным, и требуется либо увеличение опорной (плитной) части фундамента, либо выполнение других мероприятий, позволяющих эксплуатировать фундамент при существующих размерах подошвы (упрочнение грунта, изменение эксцентриситета приложения сил и др.) [121].

Чтобы установить минимальные размеры подошвы усиливаемого фундамента реконструируемого (восстанавливаемого) здания в случае перегрузки грунтового основания, необходимо создать условия, при которых конец вектора OS равнодействующей относительных нагрузок (α_{ns} , α_{ms}) будет находиться на границе области линейной деформируемости основания (рис. 6.6, а). При этом требуемая площадь подошвы усиливаемого фундамента (различной геометрической формы в плане) может быть установлена по формуле [121]:

$$A = \frac{2N}{R_{yn}(1+\rho)\Psi_R - 2\bar{\gamma}d}, \quad (6.11)$$

где $\bar{\gamma}$ – осредненное значение удельного веса материала фундамента и грунта на его обрезах, принимаемое равным $\bar{\gamma} = 20\text{--}22 \text{ кН/м}^3$. Остальные обозначения те же, что и в (6.5), (6.6) и на рис. 6.3.

Параметр ρ в формуле (6.11), характеризующей вид эпюр контактного давления (см. табл. 6.3), оказывает существенное влияние на размеры опорной площади A прямоугольных в плане фундаментов реконструируемых и восстанавливаемых зданий. Такой вывод сделан из анализа формулы (6.11) путем вычисления соотношения

$$\frac{A}{A_{\rho=-0.33}} = \frac{0,8 - 2\bar{\gamma}d/R_{yn}}{(1+\rho)\Psi_R - 2\bar{\gamma}d/R_{yn}} \quad (6.12)$$

при различных значениях параметра ρ и построения соответствующих зависимостей (рис. 6.6, б).

Наибольшая площадь подошвы A бывает при предельном значении параметра $\rho_u = -0,333$. При этом площадь подошвы A при одинаковых нагрузках на фундамент, но разных значениях ρ может изменяться в три-четыре раза. Объясняется это тем, что такие фундаменты при одинаковой площади подошвы можно конструировать с различным соотношением ее сторон ($\eta = b/a$), что дает возможность получать при реконструкции (восстановлении) зданий экономичные решения.

В случае перегрузки фундамента реконструируемого (восстанавливаемого) здания положение конца вектора равнодействующей относительных нагрузок может находиться в различных зонах – 1, 2 или 3, примыкающих к области линейной деформируемости основания $OABCO$ (рис. 6.7). Зона 1 ($OGKTAO$) характеризуется вертикальными и значительными моментными нагрузками на основание фундамента, при действии которых наблюдаются знакопеременные (треугольные укороченной длины) эпюры контактного давления, имеющие параметр $\rho < -0,333$. Граница зоны 1 по линии KT принята из условия $\alpha_m = 2$. Зона 2 ($ATQVBA$) соответствует вертикальным и моментным нагрузкам на основание фундамента, при действии которых наблюдаются эпюры контактного давления по подошве,

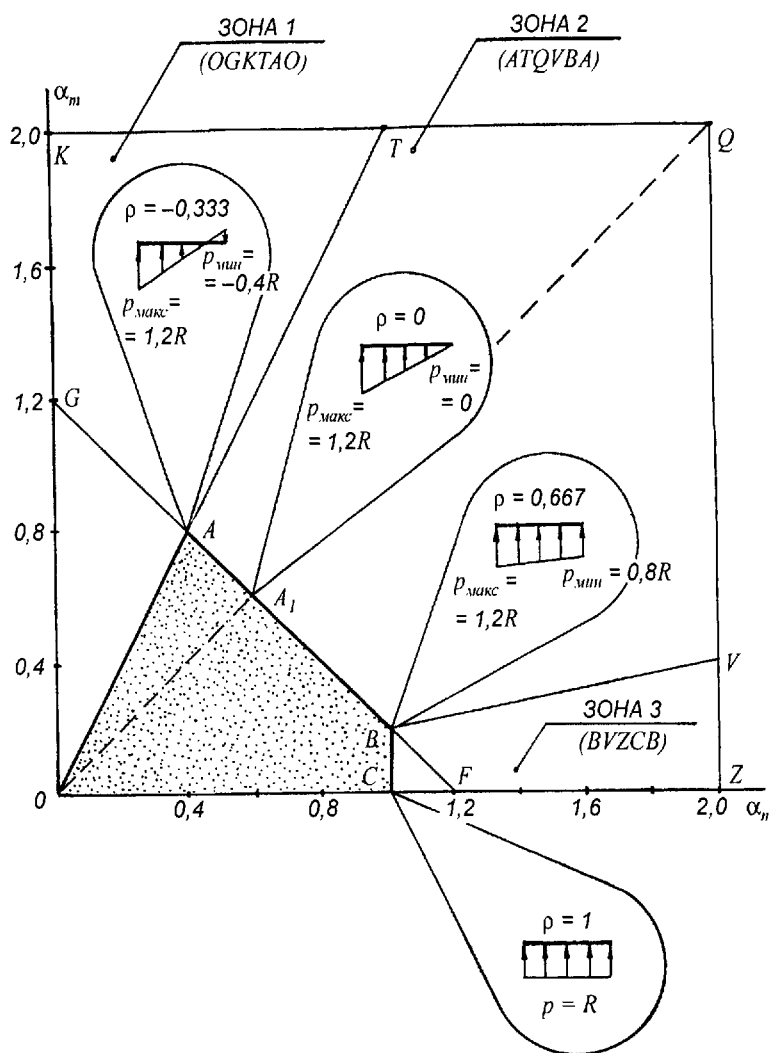


Рис. 6.7. Схема расположения зон 1–3, примыкающих к области линейной деформируемости грунтового основания

имеющие параметр $-0,333 \leq \rho \leq 0,667$. При этом для зоны 2 может рассматриваться случай, когда наблюдаются эпюры контактного давления с параметром ρ , изменяющимся в пределах $0 \leq \rho \leq 0,667$ (сектор $A_1 QVBA_1$). Граница зоны 2 по линии TQ принята из условия $\alpha_m = 2$, а по линии QV – из условия $\alpha_n = 2$. В зоне 3 ($BVZCB$) фундаменты рассматриваемого здания находятся в условиях, близких к центральному нагружению. При этом эпюры контактного давления по их подошве характеризуются параметром $0,667 < \rho \leq 1$. Граница зоны 3 по линии VZ принята из условия $\alpha_n = 2$.*

При реконструкции (восстановлении) зданий могут встретиться различные случаи загрузки оснований и фундаментов зданий. Если, к примеру, конец вектора OS равнодействующей относительных нагрузок находится в зоне 2 (рис. 6.8, а) и требуется установить минимально возможную площадь подошвы A усиливаемого прямоугольного в плане фундамента при заданной ее ширине b (например, $b = b_{сущ}$), то для этого рекомендуется использовать уравнение

$$(bd \bar{\gamma} - \psi_R b R_{yn}) a^2 + aN + 6M_0 = 0, \quad (6.13)$$

решая которое, получим другой размер стороны подошвы a фундамента**. При этом с учетом полученных размеров a и b подошвы параметр ρ , установленный по (6.4), не должен превышать заданных значений $-0,333 \leq \rho \leq 0,667$ или $0 \leq \rho \leq 0,667$.

* Выделение границ KT , TQ , QV и VZ зон, примыкающих к области линейной деформируемости основания $OABCO$, условно. Автор руководствовался теми соображениями, что в реальных условиях реконструкции и восстановления зданий практически не бывает случаев, когда значения относительных нагрузок $\alpha_m > 2$ и $\alpha_n > 2$.

** Уравнение (6.13) получено из (6.7) путем подстановки условий (6.5) и (6.6).

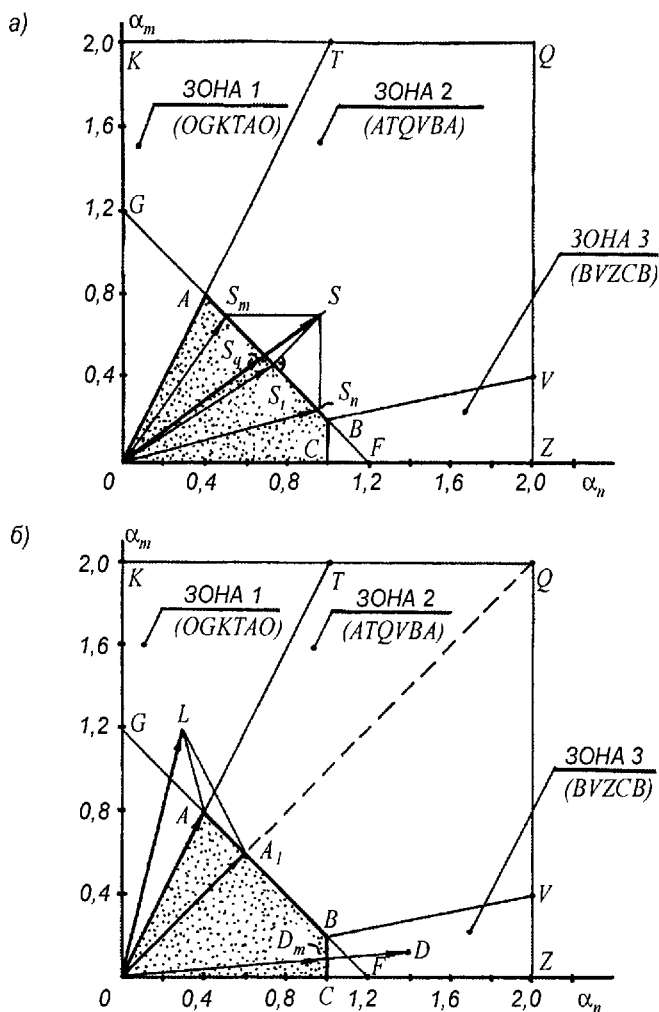


Рис. 6.8. Положение векторов равнодействующих относительных нагрузок при оценке загрузки оснований фундаментов реконструируемых, восстанавливаемых зданий: а, б – разные случаи положения векторов

Если же при действующих нагрузках (вектор OS) требуется установить минимально возможную площадь подошвы A усиливаемого прямоугольного в плане фундамента при заданной эпюре контактного давления (заданном параметре ρ), то для этого рекомендуется использовать уравнение (6.11). При этом параметр ρ для наиболее характерных точек на границе области линейной деформируемости основания (при $\psi_R = 1,2$) может быть установлен из табл. 6.3 и уравнений (рис. 6.8, a)

$$\rho_{sn} = 2\alpha_{ns}/\psi_R - 1, \quad (6.13, a)$$

$$\rho_{sm} = 1 - 2\alpha_{ms}/\psi_R, \quad (6.13, б)$$

$$\rho_{st} = (\alpha_{ns} - \alpha_{ms})/\psi_R, \quad (6.13, в)$$

$$\rho_{sq} = (\alpha_{ns} - \alpha_{ms})/(\alpha_{ns} + \alpha_{ms}). \quad (6.13, г)$$

Размер стороны a подошвы фундамента в этом случае (в плоскости действия момента сил M_0) определяется по формуле [49, 119]

$$a = K_p e (1 + \rho) / (1 - \rho), \quad (6.14)$$

где $K_p = Aa/W_m$ — коэффициент формы подошвы фундамента: $K_p = 6$ — для прямоугольной (квадратной) подошвы, $K_p = 8$ — для круглой подошвы; $e = M_0/N_0$ — эксцентриситет приложения вертикальной силы.

При проработке решений по усилению опорной части фундаментов с прямоугольной подошвой для случая действия на них значительных моментных нагрузок (зона 1) после реконструкции здания (сооружения) возникают свои особенности. Это проявляется в том, что минимально возможную площадь подошвы A усиливаемого фундамента следует определять при заданной ширине b (не менее $b = b_{\text{сущ}}$) и при заданной граничной эпюре контактных давлений (при $\rho = \rho_u = -0,333$ или $\rho = \rho_u = 0$). С учетом вышеизложенного минимальная длина подошвы a усиливаемого прямоугольного в плане фундамента при действии на

него значительных моментных нагрузок (зона 1) может быть установлена из решения квадратного уравнения

$$(\bar{\gamma}db\rho_u - \bar{\gamma}db)a^2 + (N\rho_u - N)a + 6M + 6M\rho_u = 0, \quad (6.15)$$

которое получено из условия $\rho = \rho_u = \rho_{\min}/\rho_{\max}$. В этом случае (после увеличения площади подошвы фундамента) конец вектора OL (рис. 6.8, б) равнодействующей относительных нагрузок переместится из точки L в точку A или A_1 на границе области линейной деформируемости основания.

По аналогии могут быть установлены требуемые размеры a и b прямоугольной подошвы фундамента реконструируемого (восстанавливаемого) здания, находящегося в условиях, близких к центральному нагружению (зона 3). При этом конец вектора OD (рис. 6.8, б) равнодействующей относительных нагрузок (после увеличения опорной площади подошвы фундамента) в зависимости от значений параметра $\rho = 0,667-1,0$ переместится из точки D в точку D_m , находящуюся на границе области линейной деформируемости основания.

Определение минимальных размеров опорной площади A усиливаемых фундаментов с круглой, кольцевой и многоугольной формой подошвы имеет свои особенности. Заключаются они в том, что при действии момента сил M_0 в одной плоскости такие фундаменты, как правило, неэкономичны за счет равенства геометрических размеров подошвы относительно ее центра. Поэтому минимальная площадь подошвы A усиливаемых круглых, кольцевых и многоугольных симметричных в плане фундаментов может быть получена только при одном значении параметра $\rho = \rho_{sk}$. Параметр ρ_{sk} для каждого конкретного случая постоянен и определяется аналитически или эмпирическим путем. Это положение распространяется также и на ленточные фундаменты. Такой вывод был сделан исходя из решения многочисленных тестовых примеров по оценке

загрузки основания фундаментов с круглой, ленточной и другой формой подошвы [27, 49].

При оценке загрузки оснований фундаментов реконструируемых (восстанавливаемых) зданий с использованием области линейной деформируемости основания могут быть решены и другие задачи. Если, например, при реконструкции здания основание перегружено (вектор OS) и не представляется возможным увеличить размеры подошвы существующих фундаментов (см. рис. 6.6), то может быть принято решение об упрочнении грунтов основания [45, 36]. При этом повышение расчетного сопротивления грунта основания ΔR по сравнению с существующим R_{yn} (или R) может быть определено из условия

$$\Delta R = R_{yn}[(\alpha_{ns} + \alpha_{ms})/\psi_R - 1]. \quad (6.16)$$

Если при реконструкции здания требуется установить максимально или минимально возможное значение эксцентриситета e приложения вертикальной силы, действующей на прямоугольный в плане фундамент, при заданной эпюре контактных давлений по его подошве, то в этом случае согласно (6.14)

$$e = (a/K_p)[(1 + \rho)/(1 - \rho)]. \quad (6.17)$$

Таким образом, вышеизложенный подход к оценке загрузки основания фундаментов позволяет решить целый ряд задач, возникающих в условиях реконструкции и восстановления зданий.

6.4. ПРАКТИЧЕСКОЕ ИСПОЛЬЗОВАНИЕ МЕТОДИКИ ОЦЕНКИ ЗАГРУЗКИ ОСНОВАНИЙ ФУНДАМЕНТОВ

Для иллюстрации вышеизложенной методики оценки загрузки оснований фундаментов реконструируемых зданий рассмотрим практический пример расчета.

ПРИМЕР. Требуется установить, насколько необходи-

мо увеличить размеры существующего фундамента под колонну производственного здания при повышении нагрузок, вызванных его реконструкцией (рис. 6.9). Размеры подошвы фундамента и глубина заложения выявлены при обследовании: $d_1 = 3$ м, $b_1 = 2$ м, $d = 2$ м.

На фундамент в уровне верхнего обреза действуют $N_1 = 920$ кН, $M_1 = 199,9$ кН·м и $Q_1 = 14$ кН. После реконструкции здания на фундамент колонны будут передаваться $N_2 = 1220$ кН, $M_2 = 488,4$ кН·м и $Q_2 = 24$ кН. Поперечные силы Q_1 и Q_2 приложены на расстоянии $h_0 = 0,15$ м от поверхности планировки. Расчетное сопротивление уплотненного грунта основания $R_{yn} = 256$ кПа установлено по СНиП 2.02.01-83* [48] с учетом фактических характеристик грунта, залегающего в уплотненной зоне под фундаментом.

РЕШЕНИЕ. По формулам (6.5) и (6.6) определяем параметры α_n и α_m , характеризующие действие относительных нагрузок на фундамент:

до реконструкции здания

$$\alpha_{ni} = \frac{N_{01}}{R_{yn} A_1} = \frac{N_1 + \bar{\gamma} d A_1}{R_{yn} A_1} = \frac{920 + 20 \cdot 2 \cdot 6}{256 \cdot 6} = 0,755,$$

$$\begin{aligned} \alpha_{mi} &= \frac{M_{01}}{R_{yn} W_1} = \frac{M_1 + Q_1 (d + h_0)}{R_{yn} W_1} = \\ &= \frac{[199,9 + 14(2 + 0,15)] \cdot 6}{256 \cdot 3^2 \cdot 2} = 0,229; \end{aligned}$$

после реконструкции здания

$$\alpha_{ns} = \frac{N_{02}}{R_{yn} A_1} = \frac{N_2 + \bar{\gamma} d A_1}{R_{yn} A_1} = \frac{1220 + 20 \cdot 2 \cdot 6}{256 \cdot 6} = 0,95,$$

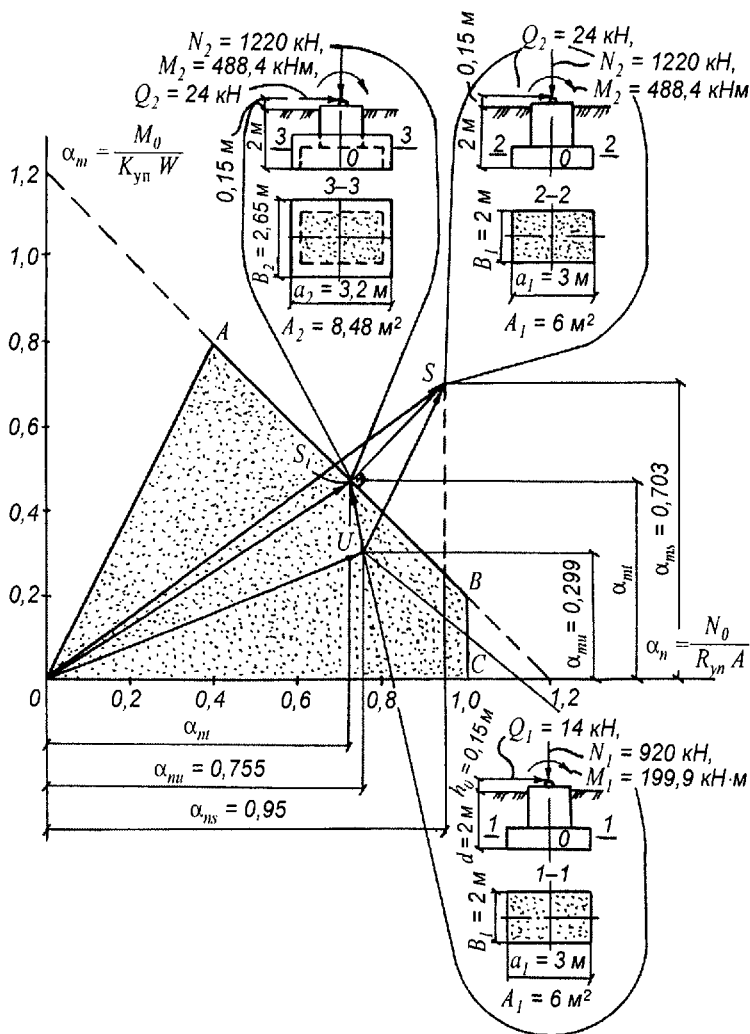


Рис. 6.9. Схема к определению размеров фундамента под колонну реконструируемого здания с помощью линейной деформируемости грунтового основания

$$\alpha_{ms} = \frac{M_{02}}{R_{yn} W_1} = \frac{M_2 + Q_2(d + h_0)}{R_{yn} W_1} =$$

$$= \frac{[488,8 + 24(2 + 0,15)] \cdot 6}{256 \cdot 3^2 \cdot 2} = 0,703.$$

На области линейной деформируемости основания $OABCO$ (рис. 6.9) эти нагрузки соответствуют векторам OU и OS . Поскольку вектор OS выходит за границу области, то существующие размеры подошвы фундамента (a_1 и b_1) будут недостаточными, чтобы передать на грунт основания дополнительную нагрузку (вектор US), вызванную реконструкцией здания.

Для определения минимальной площади подошвы усиливаемого фундамента A_2 , способного передать на грунт основания нагрузки после реконструкции здания (N_2, M_2, Q_2), необходимо установить положение равнодействующей относительных нагрузок (вектор OS_i) на границе области линейной деформируемости основания (при новых размерах подошвы a_2 и b_2). В этом случае увеличение существующей площади подошвы фундамента A_1 будет производиться в направлениях обеих сторон подошвы a_1 и b_1 (подраздел 6.3). Положение равнодействующей, согласно рис. 6.9, фиксируется точкой S_i (с координатами α_{ni}, α_{mi}), которая находится на пересечении перпендикуляра SS_i с границей AB области линейной деформируемости грунтового основания.

Значения параметра ρ_{st} , необходимое для назначения минимальной площади A_2 подошвы усиливаемого фундамента, может быть установлено из (6.13, в)

$$\rho_{st} = (\alpha_{ns} - \alpha_{ms}) / \psi_R = (0,95 - 0,703) / 1,2 = 0,206.$$

Тогда, согласно (6.11), площадь подошвы фундамента A_2 при вертикальной силе $N_2 = 1220$ кН составит

$$A_2 = \frac{2N}{R_{yn}(1+\rho_{st})\Psi_R - 2\bar{\gamma}d} =$$

$$= \frac{2 \cdot 1220}{256(1+0,206) \cdot 1,2 - 2 \cdot 20 \cdot 2} = 8,4 \text{ м}^2.$$

Эксцентриситет приложения вертикальной силы $N_2 = 1220$ кН в уровне подошвы фундамента определим как

$$e = \frac{M_{02}}{N_{02}} = \frac{M_2 + Q_2(d+h_0)}{N_2 + \bar{\gamma}dA_2} =$$

$$= \frac{488,8 + 24(2+0,15)}{1220 + 20 \cdot 2 \cdot 8,4} = 0,347 \text{ м}.$$

Тогда, согласно (6.14), размер стороны a_2 в плоскости действия момента сил M_{02} будет равен

$$a_2 = \frac{6e \cdot (1+\rho_{st})}{(1-\rho_{st})} = \frac{6 \cdot 0,347 \cdot (1+0,206)}{(1-0,206)} = 3,16 \text{ м},$$

а размер

$$b_2 = \frac{A_2}{a_2} = \frac{8,4}{3,16} = 2,65 \text{ м}.$$

Окончательно принимаем размеры: $a_2 = 3,2$ м, $b_2 = 2,5$ м, $A_2 = 8,48 \text{ м}^2$.

Сравнивая полученные размеры подошвы фундамента ($a_2 = 3,2$ м, $b_2 = 2,65$ м) с существующими ($a_1 = 3$ м, $b_1 = 2$ м), устанавливаем, что в случае действия нагрузки, соответствующей положению вектора OS_i (рис. 6.9), размер стороны a_1 в плоскости действия момента сил следует увеличить на 0,2 м, а стороны b_1 – на 0,65 м.

Если же предполагать, что увеличение размеров подошвы A_1 существующего фундамента не представляется возможным, то в этом случае можно выполнить мероприятия по упрочнению грунтов основания. Например, одним

из способов, приведенных в [36, 43, 45]. При этом повышение расчетного сопротивления грунта основания R по сравнению с существующим значением $R_{yn} = 256$ кПа, согласно (6.16), должно произойти на

$$\begin{aligned}\Delta R = R_{yn} &= \left[\frac{(\alpha_{ns} + \alpha_{ms})}{\Psi_R - 1} \right] = \\ &= 256 \left[\frac{(0,95 + 0,703)}{1,2 - 1} \right] = 97 \text{ кПа.}\end{aligned}$$

Таким образом, рассмотренный практический пример показывает возможности методики оценки загрузки оснований фундаментов реконструируемых (восстанавливаемых) зданий. С ее помощью можно прогнозировать не только минимальные размеры площади подошвы усиливаемых фундаментов, но и решать другие задачи, возникающие в условиях реконструкции и восстановления зданий (определение требуемых значений расчетного сопротивления грунта основания, приращений нагрузок, соответствующих недогрузке или перегрузке оснований, эксцентриситета приложения вертикальных сил и др.).

6.5. ПОДХОД К ПРОЕКТИРОВАНИЮ ФУНДАМЕНТОВ С ЗЕРКАЛЬНО СИММЕТРИЧНОЙ ФОРМОЙ ПОДОШВЫ*

Автором, совместно с А.А. Лобановым, предложен метод, позволяющий определять размеры подошвы фундаментов зеркально симметричной (осесимметричной) формы в плане при заданной эпюре контактных давлений [123, 124]. Под **зеркально симметричной (осесимметричной) формой подошвы** понимается форма, имеющая одну ось

* Раздел 6.5 написан совместно с А.А. Лобановым

симметрии, например трапеция, тавр и др. Опыт проектирования показывает, что фундаменты с осесимметричной формой подошвы рационально применять при значительных моментных нагрузках преимущественно одного знака. Такие нагрузки чаще возникают в каркасных промышленных зданиях с мостовыми кранами, а также в стесненных условиях строительства и реконструкции зданий.

В настоящее время размеры подошвы внецентренно нагруженных фундаментов любой формы в плане назначаются исходя из условий

$$p_{\max} \leq 1,2R, \quad (6.18)$$

$$p = \frac{N}{A} + \bar{\gamma}d \leq R, \quad (6.19)$$

$$p_{\max}^c \leq 1,5R, \quad (6.20)$$

где все обозначения и термины приняты согласно [36, 47].

Полученные при этом размеры фундаментов должны удовлетворять требованиям расчетов деформаций основания, которые в данном разделе не рассматриваются. Ввиду неоднозначности решений (6.18)–(6.20) размеры подошвы определяются обычно методом последовательных приближений, что не обеспечивает выбор экономичных решений даже с использованием ЭВМ [27, 120].

Вид эпюра контактного давления может характеризоваться параметром

$$\rho = p_{\min}/p_{\max}, \quad (6.20, a)$$

который изменяется в пределах $-0,333 \leq \rho \leq 1$. Исследования [27, 119, 120] показали, что параметр ρ оказывает существенное влияние на размеры опорной площади A прямоугольных в плане фундаментов. Изменение площади прямоугольной подошвы A при одинаковых нагрузках на фундамент, но разных значениях ρ может быть значительным. Для других форм подошвы фундаментов (трапеция, тавр и др.) такие исследования не проводились.

Рассмотрим отдельно стоящий, внецентренно нагруженный фундамент с зеркально симметричной (осесимметричной) формой подошвы (рис. 6.10). В уровне верхнего обреза фундамента действуют усилия N , Q_y , M_x . Линия действия вертикальной силы N проходит через центр тяжести подошвы осесимметричного фундамента (точка O). Действие момента сил M_x направлено в сторону большего основания подошвы ($b_{\max}$). Необходимо получить при заданной эпюре контактных давлений (параметре ρ) мини-

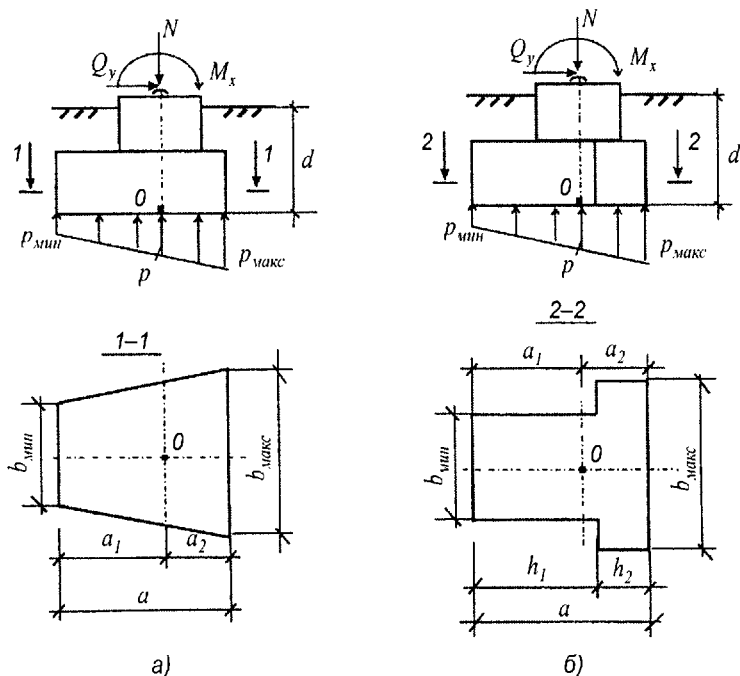


Рис. 6.10. Схемы к определению размеров подошвы внецентренно нагруженных фундаментов: а – с трапецевидной формой подошвы в плане; б – с тавровой формой подошвы в плане

мально требуемую площадь A и размеры осесимметричной в плане подошвы фундамента.

Используя выражения (6.18)–(6.20а), можно записать два условия (рис. 6.10):

$$p = \left[p_{\min} + (p_{\max} - p_{\min}) \frac{a_1}{a} \right], \quad (6.21)$$

$$p_{\max} - p_{\min} = \frac{\sum M_x (a_1 + a_2)}{J_x}, \quad (6.22)$$

где a – размер подошвы фундамента, параллельный плоскости действия момента сил M_x , м; a_1 – расстояние от центра тяжести подошвы фундамента до ее грани, по которой действует минимальное краевое давление $p_{\min}$; a_2 – расстояние от центра тяжести подошвы фундамента до ее грани, по которой действует максимальное краевое давление $p_{\max}$, м. Обозначим $p_{\max}$, $p_{\min}$, p , J_x , $\sum M_x$ – те же, что на рис. 6.10 и в [36, 47].

В формуле (6.21) отношение a_1/a , учитывающее расположение центра тяжести подошвы фундамента по оси симметрии, обозначим через k_x (коэффициент центра тяжести подошвы фундамента), т.е.

$$k_x = \frac{a_1}{a}. \quad (6.23).$$

Анализ формулы (6.23) показывает, что значение коэффициента k_x всегда меньше единицы и изменяется в пределах, установленных формой и размерами подошвы фундамента (табл. 6.4).

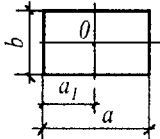
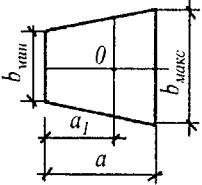
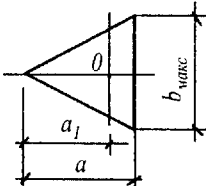
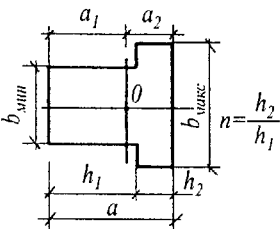
Подставим в условие (6.21) выражения (6.18) и (6.19), а также формулу (6.20, а) в виде

$$p_{\min} = \rho \cdot p_{\max} = 1,2 \cdot \rho \cdot R, \quad (6.24)$$

и проведя с учетом (6.23) преобразования, получим выражение, позволяющее определить минимальную площадь подошвы A фундамента осесимметричной формы в плане

Таблица 6.4

Данные о коэффициенте k_x для различных форм подошвы фундаментов

Форма фундамента	Эскиз	Значения коэффициента центра тяжести подошвы фундамента k_x
Прямоугольная		0,5
Трапециевидная		$0,5 < k_x < 0,666$
Треугольная		0,666
Тавровая		$0,5 < k_x < 0,9$ $n = \frac{h_2}{h_1}$

$$A = \frac{N}{1,2 R [\rho + k_x (1 - \rho)] - \bar{\gamma} d}, \quad (6.25)$$

где R – расчетное сопротивление грунта основания, кПа, принимаемое по табл. 1–6 приложения 3 СНиП 2.02.01-83* [48] или определяемое другими методами* [5, 118 и др.].

При определении по формуле (6.25) минимальной площади подошвы фундамента A , значением коэффициента k_x необходимо задаваться, исходя из следующих рекомендаций:

1. Принятый коэффициент k_x для осесимметричных форм подошвы должен находиться в пределах, указанных в табл. 6.4.
2. Принятый коэффициент k_x должен быть не более предельного k_{xu} , т.е.

$$k_x \leq k_{xu} = \frac{1 - 1,2\rho}{1,2 \cdot (1 - \rho)}. \quad (6.26)$$

Ограничение (6.26) связано с тем, что при коэффициенте $k_x \leq k_{xu}$ площадь подошвы фундамента A не будет удовлетворять условию (6.19).

3. Большее значение коэффициента k_x позволяет получить меньшую площадь подошвы фундамента A . Такой вывод сделан из анализа соотношения

$$\frac{A}{A_{\text{прям}}} = \frac{0,333 - \frac{\bar{\gamma} d}{1,2 R}}{[\rho + k_x (1 - \rho)] - \frac{\bar{\gamma} d}{1,2 R}} \quad (6.27)$$

* В настоящее время авторами разработан метод определения расчетного грунта основания R для фундаментов с осесимметричной формой подошвы в плане.

при различных значениях параметра ρ , коэффициента k_x и построения соответствующих зависимостей (рис. 6.11). В формуле (6.27) приняты следующие обозначения: A – минимальная площадь подошвы фундамента осесимметрич-

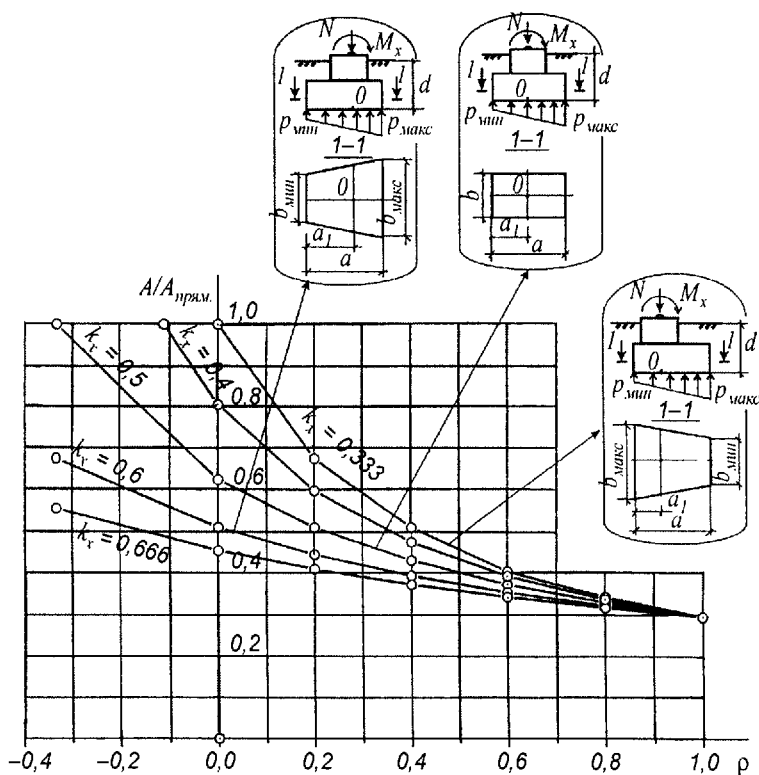


Рис. 6.11. Изменение площади подошвы фундамента с осесимметричной формой в плане ($A/A_{\text{пря.м}}$) от вида эпюры контактного давления (ρ) при глубине заложения $d = 1,0$ м: A – минимальная площадь подошвы фундамента осесимметричной формы в плане; $A_{\text{пря.м}}$ – площадь подошвы прямоугольного фундамента ($k_x = 0,5$) при $\rho = -0,333$

ной формы в плане; $A_{\text{прям}}$ – площадь подошвы прямоугольного фундамента ($k_x = 0,5$) при $\rho = -0,333$. Остальные обозначения те же, что и в формулах (6.18)–(6.25).

Размер стороны осесимметричной подошвы фундамента a в плоскости действия момента сил определяется как

$$a = 2k_p e \frac{[\rho + k_x(1-\rho)]}{(1-\rho)}, \quad (6.28)$$

где $k_p = A \cdot a^2 / 2J_x$ – коэффициент формы подошвы фундамента (см. табл. 6.5 и работы [119, 120]); $e = \Sigma M_x / (N + A \cdot d\bar{\gamma})$ – эксцентриситет приложения вертикальной силы в уровне подошвы фундамента, м.

Уравнение (6.28) получено из совместного решения (6.22) и (6.25).

При известных значениях площади A и размере a осе-

Таблица 6.5
Данные о коэффициенте k_p
для различных форм подошвы фундаментов

Форма подошвы фундамента	Значения коэффициента формы подошвы фундамента k_p
Прямоугольная	6
Трапецевидная	$\frac{3}{6k_x - 6k_x^2 - 1}$
Треугольная	9
Тавровая	$\frac{-3n - 3}{6k_x^2(n+1) - 4k_x(2n+1) + 2n}$

Примечание. k_x – коэффициент центра тяжести подошвы фундамента; n – отношение высоты полки тавра к высоте ребра (см. табл. 6.4).

симметричной подошвы фундамента можно установить другие размеры ее сторон. Так, например, для трапециевидной подошвы фундамента (6.10, а) размеры меньшей $b_{\min}$ и большей $b_{\max}$ сторон равны

$$b_{\min} = \frac{A \cdot (4 - 6k_x)}{a}, \quad (6.29)$$

$$b_{\max} = \frac{b_{\min} (1 - 3k_x)}{(3k_x - 2)}, \quad (6.30)$$

а для тавровой подошвы фундамента (6.10, б) размеры сторон определяются из выражений

$$h_1 = \frac{a}{(1+n)}, \quad (6.31)$$

$$h_2 = h_1 n, \quad (6.32)$$

$$b_{\max} = \frac{A - b_{\min} h_2}{h_1}, \quad (6.33)$$

$$b_{\min} = \frac{A[h_1 - 2a(1 - k_x)]}{h_2 h_1 - h_2(2h_1 + h_2)}, \quad (6.34)$$

где $n = h_2/h_1$ – отношение высоты полки тавра к высоте ребра, принимается исходя из конструктивных требований.

Сравнение различных подходов к определению размеров подошвы фундаментов показывает, что предлагаемый метод в отдельных случаях менее трудоемок по сравнению с известными методами. Он позволяет определить площадь и размеры осесимметричной подошвы фундамента при заданной эпюре контактного давления (заданном параметре p). При этом с помощью полученных формул (6.25), (6.28) можно, как частный случай, определять минимальную площадь A и размер a не только осесимметричной, но и любой симметричной формы подошвы фундамента (прямоугольник, круг, ромб и др.).

Для иллюстрации вышеизложенного метода определения требуемой минимальной площади и размеров подошвы фундамента рассмотрим практический пример расчета.

ПРИМЕР. Требуется определить размеры трапецевидной подошвы фундамента под колонну складского здания. Глубина заложения подошвы фундамента $d = 2$ м.

В уровне верхнего обреза фундамента будут передаваться вертикальное усилие $N = 920$ кН, изгибающий момент $M_x = 500,0$ кН·м и горизонтальное усилие $Q_y = 50$ кН (рис. 6.10, а). Для фундаментов колонн рассматриваемого здания допускается треугольная эпюра контактного давления, которая характеризуется параметром $\rho = 0$ (см. табл. 6.3). Расчетное сопротивление грунта основания $R = 200$ кПа установлено по СНиП 2.02.01-83* [48] с учетом фактических характеристик грунтов, залегающих в основании фундамента.

РЕШЕНИЕ. Задаемся коэффициентом $k_x = 0,55$, который устанавливает расположение центра тяжести подошвы фундамента трапецевидной формы в плане. Принятое значение коэффициента $k_x = 0,55$ находится в пределах установленного трапецевидной подошвой фундамента (см. табл. 6.4), а также меньше предельного значения коэффициента K_{xu} , т.е.

$$k_x = 0,55 \leq k_{xu} = \frac{1 - 1,2 \times \rho}{1,2 \times (1 - \rho)} = \frac{1 - 1,2 \times 0}{1,2 \times (1 - 0)} = 0,833.$$

Площадь подошвы фундамента A при принятом параметре $\rho = 0$, согласно (6.25), составит

$$\begin{aligned} A &= \frac{N}{1,2 R \cdot [\rho + k_x (1 - \rho)] - \bar{\gamma} d} = \\ &= \frac{920}{1,2 \cdot 200 \times [0 + 0,55 \times (1 - 0)] - 20 \times 2} = 10,00 \text{ м}^2. \end{aligned}$$

Для определения размера a трапециевидной подошвы фундамента предварительно вычисляем эксцентриситет приложения вертикальной нагрузки

$e = \Sigma M_x / (N + A \bar{\gamma}) = (500 + 50 \cdot 2) / (920 + 10 \cdot 2,0 \cdot 20,0) = 0,454$ м
и ее коэффициент формы подошвы (см. табл. 6.5)

$$k_p = \frac{3}{6k_x - 6k_x^2 - 1} = \frac{3}{6 \cdot 0,55 - 6 \cdot 0,55^2 - 1} = 6,185.$$

Подставляя эти значения в формулу (6.28), получим

$$a = 2k_p e \frac{[\rho + k_x(1-\rho)]}{(1-\rho)} = 2 \cdot 6,185 \cdot 0,45 \cdot \frac{[0 + 0,55 \cdot (1-0)]}{(1-0)} = 3,09 \text{ м}.$$

По формуле (6.29) вычисляем меньшую сторону трапециевидной подошвы фундамента:

$$b_{\min} = \frac{A(4-6k_x)}{a} = \frac{10,00 \cdot (4-6 \cdot 0,55)}{3,09} = 2,26 \text{ м},$$

а по формуле (6.30) – большую ее сторону:

$$b_{\max} = \frac{b_{\min}(1-3k_x)}{3k_x-2} = \frac{2,26 \cdot (1-3 \cdot 0,55)}{3 \cdot 0,55-2} = 4,2 \text{ м}.$$

Принимаем окончательные размеры трапециевидной формы подошвы $a = 3,1$ м, $b_{\min} = 2,25$ м, $b_{\max} = 4,2$ м. Эти размеры соответствуют общей площади фундамента $A = 10,01$ м² и моменту инерции площади подошвы относительно оси X : $J_x = 7,732$ м⁴.

Убедимся в правильности проведенных расчетов.

$$p_{\max} = \frac{N + A \bar{\gamma} d}{A} + \frac{\sum M_x y_{\max}}{J_x} =$$

$$\begin{aligned}
&= \frac{920 + 10,01 \cdot 20 \cdot 2}{10,01} + \frac{(500 + 50 \cdot 2) \cdot 1,392}{7,732} = \\
&= 239,90 \text{ кПа} \leq 1,2R = 1,2 \times 200 = 240 \text{ кПа}, \\
p_{\min} &= \frac{N + A\bar{\gamma}d}{A} - \frac{\sum M_x y_{\min}}{J_x} = \frac{920 + 10,01 \cdot 20 \cdot 2}{10,01} - \\
&\quad - \frac{(500 + 2 \cdot 50) \cdot 1,701}{7,732} = 0 \text{ кПа}, \\
p &= \frac{\sum N + A\bar{\gamma}d}{A} = \frac{920 + 10,01 \cdot 20 \cdot 2}{10,01} = \\
&= 131,88 \text{ кПа} \leq R = 200 \text{ кПа}, \\
\rho &= \frac{p_{\min}}{p_{\max}} = \frac{0}{239,9} = 0.
\end{aligned}$$

Условия (6.18), (6.19) выполняются, запас составляет не более 1%.

6.6. РЕКОМЕНДАЦИИ ПО РАСЧЕТУ ОСАДОК ФУНДАМЕНТОВ РЕКОНСТРУИРУЕМЫХ И ВОССТАНАВЛИВАЕМЫХ ЗДАНИЙ

На примере натуральных опытов по нагружению жестких штампов разработаны практические рекомендации по расчету осадок фундаментов реконструируемых и восстанавливаемых зданий на глинистых грунтах (лессовые суглинки) [12, 125]. За основу взят метод послойного суммирования, который усовершенствован для расчета осадок фундаментов при их повторном нагружении (после промежуточной разгрузки), что характерно для условий реконструкции и восстановления зданий (рис. 6.12, а). Экспериментально было установлено (см. главу 5), что при пер-

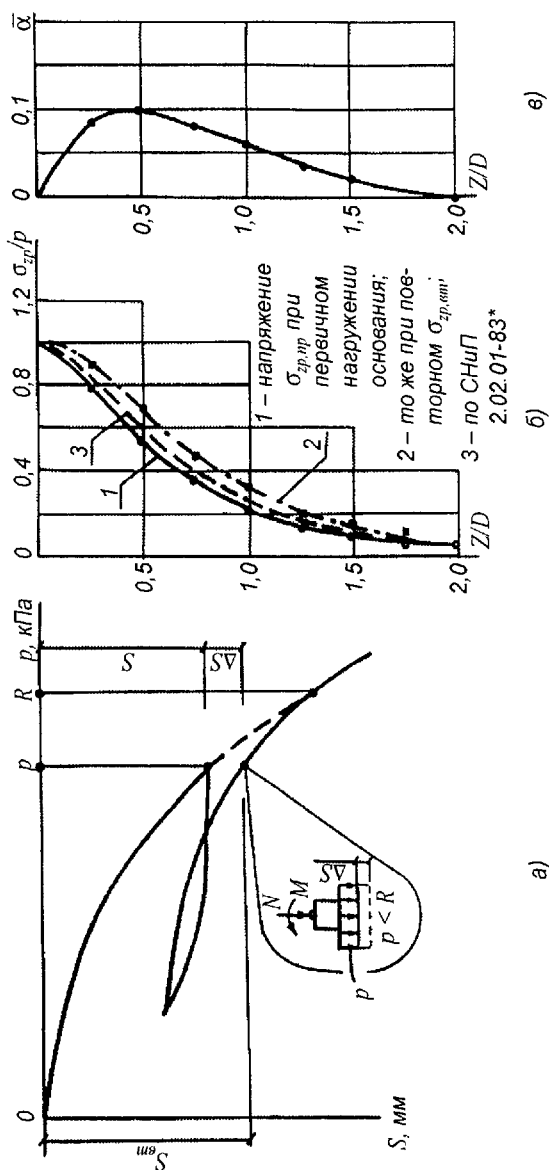


Рис. 6.12. Расчетные схемы для определения осадок фундаментов при повторном нагружении: а – характерный график осадки фундаментов при разгрузке и последующем повторном нагружении; б – распределение вертикальных напряжений σ_z/p по глубине лессового основания при внешнем давлении не более R ($p \leq R$); в – изменение коэффициента $\bar{\alpha}$ по глубине основания; D – диаметр (ширина) фундамента-штампа

вичном нагружении основания расчетные осадки фундаментов-штампов на лессовых суглинках природной влажности и увлажненных, при давлении, не превышающем расчетного сопротивления грунта основания R или R_{yn} в зависимости от срока эксплуатации здания, практически совпадают с действительными. Такое совпадение является вполне логичным, так как отклонение в значениях экспериментальных и расчетных вертикальных напряжений σ_{zp} незначительно (в пределах 5–15%). При этом в расчеты следует принимать значения штампового модуля общей деформации, вычисленные в интервале давлений, при котором определяется осадка фундамента. При повторном нагружении основания, после его промежуточной нагрузки, расчетные осадки фундаментов по СНиП 2.02.01-83* [48] оказываются на 15–30% меньше действительных. Лучшее совпадение расчетных и действительных осадков фундаментов-штампов выявлено в тех случаях, когда их определение производится с учетом экспериментально установленного (фактического) распределения напряжений σ_{zp} в основании.

Было также выявлено, что при последующем повторном нагружении основания (после его разгрузки) появляется приращение осадки фундамента ΔS (рис. 6.12, а), которое обусловлено концентрацией вертикальных напряжений σ_{zp} вдоль центральной оси фундамента (рис. 6.12, б). Суммарная осадка фундамента при его повторном нагружении $S_{\text{от}} = S + \Delta S$ может быть установлена, если в известную форму метода послойного суммирования [48] внести коррективы, которые бы в первом приближении учитывали концентрацию вертикальных напряжений, возникающую при повторном нагружении лессовых суглинков.

Корректирующее (добавочное) вертикальное напряжение $\bar{\sigma}_{zp}$, за счет которого появляется дополнительное приращение осадки фундамента ΔS (рис. 6.12, а), можно определить из условия:

$$\bar{\sigma}_{zp} = \sigma_{zp, \text{вм}} - \sigma_{zp, \text{нр}}, \quad (6.35, a)$$

где $\sigma_{zp, \text{нр}}$ и $\sigma_{zp, \text{вм}}$ — экспериментально установленные вертикальные напряжения в рассматриваемых точках основания, соответственно, при первичном и повторном (вторичном) его нагружениях, кПа.

Считаем, что в интервале давлений p , не превышающих расчетного сопротивления грунта основания R (или R_{yn}), установленные экспериментально вертикальные напряжения изменяются пропорционально внешней нагрузке, а трансформация эпюр $\sigma_{zp, \text{нр}}$ и $\sigma_{zp, \text{вм}}$ практически отсутствует (рис. 6.12, б). Исходя из этого, можно записать:

$$\bar{\sigma}_{zp} / p = \bar{\alpha} = \text{const}, \quad (6.35, б)$$

откуда следует:

$$\bar{\sigma}_{zp} = \bar{\alpha} p. \quad (6.35, в)$$

С учетом (6.35, а) и (6.35, в) получим значение коэффициента:

$$\bar{\alpha} = (\sigma_{zp, \text{вм}} - \sigma_{zp, \text{нр}}) / p. \quad (6.35, г)$$

Учитывая, что при давлении по подошве фундамента, не превышающем R , расчетные σ_{zp} и экспериментальные $\sigma_{zp, \text{нр}}$ вертикальные напряжения в основании при первичном нагружении практически совпадают, запишем:

$$\sigma_{zp} = \sigma_{zp, \text{нр}} \quad (6.35, д)$$

и после подстановки в (6.35, г) получим:

$$\bar{\alpha} = (\sigma_{zp, \text{вм}} - \sigma_{zp}) / p. \quad (6.35, е)$$

Тогда формула метода послойного суммирования для расчета осадок фундаментов при их повторном нагружении примет вид:

$$S_{\text{вм}} = \beta \sum_{i=1}^n \frac{(\sigma_{zp} + \bar{\sigma}_{zp}) \cdot h_i}{E_i}. \quad (6.35, ж)$$

При определении коэффициента $\bar{\alpha}$ экспериментальные значения напряжений $\sigma_{zp, \text{вт}}$ и $\sigma_{zp, \text{нр}}$ в рассматриваемых точках основания (рис. 6.12, б) принимались равными средним значениям, полученным по результатам натурных опытов на лессовых суглинках (см. подраздел 5.5). Характер изменения коэффициента $\bar{\alpha}$ по глубине основания показан на рис. 6.12, в, а в табл. 6.6 приведены его численные значения.

Сравнение действительных осадок фундаментов-штампов на лессовых суглинках при повторном нагружении оснований с расчетными по предлагаемой методике показало удовлетворительное совпадение; отклонение не превышает 6–10% (табл. 6.7).

Предлагаемый инженерный метод расчета осадок фундаментов при их повторном нагружении, возникающем в условиях реконструкции и восстановления зданий, имеет свою определенную область применения. Он распространяется на глинистые грунты различного состояния (консистенция от твердой до текучепластичной), а также на искусственные грунты из золы, плотные и средней плотности сложения, которые залегают в основании фундаментов и загружены внешним давлением, не превышающим расчетного сопротивления грунта основания. При определении осадки по предлагаемому методу в расчет следует принимать значения модуля общей деформации, при котором рассчитывается осадка фундамента.

Таблица 6.6

Значения коэффициента $\bar{\alpha}$ для определения корректирующих напряжений $\bar{\sigma}_{zp}$ в основании фундаментов

Грунты основания	Коэффициент $\bar{\alpha}$ при относительной глубине Z/D					
	0,25	0,50	0,75	1,0	1,5	2,0
Лессовые суглинки	0,09	0,10	0,08	0,06	0,02	0,00

Таблица 6.7

**Сопоставление расчетных и действительных осадок
штампов-фундаментов, установленных
при повторном нагружении оснований**

Грунты оснований	Давле- ние, кПа	Расчет- ная осад- ка, мм	Действи- тельная осадка, мм	Отклонение в значениях осадок штампов, %
Лессовый суглинок увлажненный (Грозный)	60	33	31	6
Лессовый суглинок природной влажности (Георгиевск)	100 200	11 39	10 36	10 8
Лессовый суглинок увлажненный (Грозный)	60 140	9 105	8 99	12 6

Таким образом, усовершенствованный метод послойного суммирования может быть использован для определения конечных осадок фундаментов реконструируемых и восстанавливаемых зданий на глинистых грунтах (лессовые суглинки), которые испытывают повторное нагружение после их промежуточной разгрузки.

6.7. ПРОГРАММА «ГЕОРЕКОНСТРУКЦИЯ» ДЛЯ ПРОГНОЗИРОВАНИЯ ЗАГРУЖЕНИЯ ОСНОВАНИЙ ФУНДАМЕНТОВ РЕКОНСТРУИРУЕМЫХ И ВОССТАНАВЛИВАЕМЫХ ЗДАНИЙ

Для решения задач по оценке загрузки оснований фундаментов реконструируемых, восстанавливаемых зда-

ний разработана программа, получившая название «Геореконструкция»* [27]. Она написана на языке TURBO BASIC и подготовлена для работы на персональных компьютерах**. Рассматриваемая программа состоит из трех основных блоков (рис. 6.13):

- 1) оценка загрузки оснований фундаментов реконструируемых и восстанавливаемых зданий (подпрограмма 1);
- 2) определение расчетного сопротивления грунта основания естественного сложения и уплотненного давлением фундаментов реконструируемых, восстанавливаемых зданий (подпрограмма 2);
- 3) определение конечных осадок фундаментов реконструируемых и восстанавливаемых зданий (подпрограмма 3).

Область применения программы распространяется на

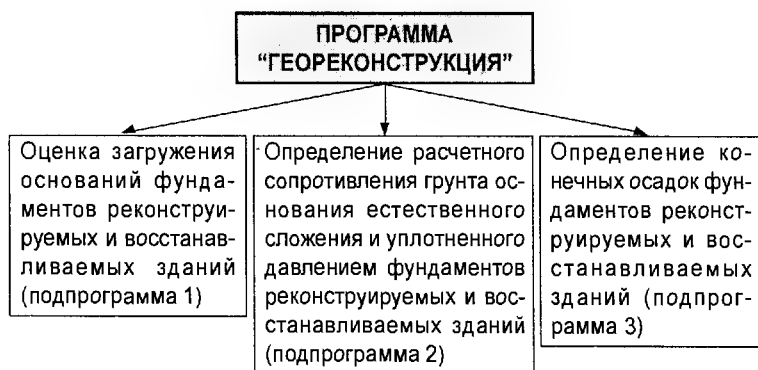


Рис. 6.13. Структура программы «Геореконструкция»

* Понятие оценки загрузки оснований фундаментов см. в подразделе 6.3.

** Разработка программы осуществлялась совместно с А.А. Лобановым.

фундаменты мелкого заложения, ленточные и отдельно стоящие с различной геометрической формой в плане (прямоугольные, квадратные, круглые и др.). Разделение программы на отдельные блоки (подпрограммы) сделано для поэтапного получения результатов расчета при проектировании фундаментов реконструируемых (восстанавливаемых) зданий.

Программа «Геореконструкция» позволяет решать следующие задачи:

- 1) установить, насколько полно используется расчетное сопротивление грунта основания R (или R_{yn}) при действии на фундаменты реконструируемого или восстанавливаемого здания вертикальных, горизонтальных и моментных нагрузок (N , Q , M);
- 2) выявить приращение нагрузок (ΔN , ΔM) на фундаменты реконструируемого или восстанавливаемого здания, которые соответствуют недогрузке или перегрузке грунтового основания;
- 3) определить минимально возможную площадь A (размеры) подошвы фундаментов реконструируемого и восстанавливаемого здания в случае перегрузки грунтового основания (с поиском оптимального варианта);
- 4) определить расчетное сопротивление грунта основания естественного сложения и уплотненного давлением от фундаментов реконструируемого или восстанавливаемого здания (R , R_{yn});
- 5) рассчитать конечные осадки фундаментов S до и после реконструкции (восстановления) здания.

Первые три из указанных выше задач (подпрограмма 1) в программе «Геореконструкция» решаются с использованием области линейной деформируемости грунтового основания (подразделы 6.2, 6.3). При этом вид эпюр контактных давлений по подошве фундаментов может быть прямоугольным, трапециевидным, треугольным, треугольным

укороченной длины. В предположении линейного распределения эпюр контактных давлений применяемый подход к прогнозированию оценки загрузки оснований фундаментов не противоречит требованиям СНиП 2.02.01-83* [48].

В программе «Геореконструкция» расчетное сопротивление грунта основания естественного сложения определяется согласно требованиям нормативных документов [36, 48] на основе материалов инженерно-геологических изысканий или контрольных испытаний грунтов. Если возникает необходимость определения расчетного сопротивления грунта основания, уплотненного давлением фундаментов реконструируемых, восстанавливаемых зданий, то для этого в программе заложены методики автора (подраздел 6.1), П.А. Коновалова и др. [5, 58] (подпрограмма 2).

Расчет конечных осадок фундаментов реконструируемых и восстанавливаемых зданий (подпрограмма 3) в программе «Геореконструкция» производится методом послойного суммирования (см. подраздел 6.6). При этом предполагается, что ширина подошвы рассматриваемых фундаментов не превышает 10 м и в основании могут залегать неоднородные грунты. При наличии на строительной площадке подземных вод расчет осадок фундаментов реконструируемых (восстанавливаемых) зданий ведется с учетом взвешивающего действия воды [36, 47].

Для решения задач по оценке загрузки оснований фундаментов реконструируемых и восстанавливаемых зданий на компьютере в программе «Геореконструкция» необходимы следующие исходные данные:

- 1) тип рассматриваемого фундамента: ленточный или отдельно стоящий (рис. 6.14);
- 2) сведения о рассматриваемом фундаменте (размеры подошвы и глубина заложения);
- 3) сведения о подвальной части реконструируемого, вос-

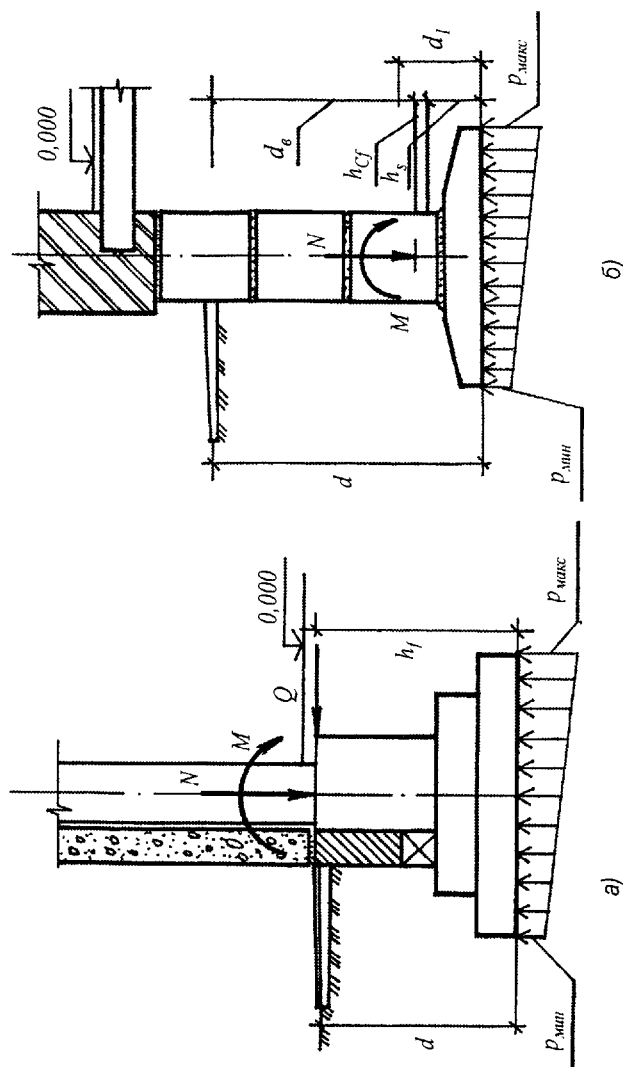
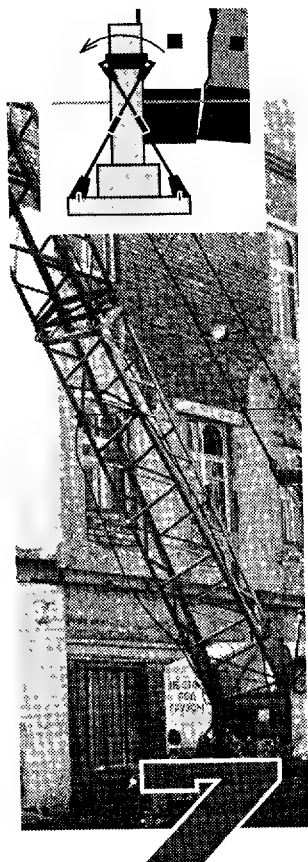


Рис. 6.14. Основные схемы рассчитываемых фундаментов: а – отдельно стоящий; б – ленточный

становливаемого здания (глубина подвала, конструкция и материал пола, глубина заложения фундаментов со стороны подвала и др.);

- 4) нагрузки до (после) реконструкции или восстановления здания, действующие на фундамент на уровне отметки наружной планировки или пола подвала;
- 5) данные об инженерно-геологических и гидрогеологических изысканиях на рассматриваемой площадке в пределах глубины сжимаемой толщи основания фундаментов (количество инженерно-геологических элементов, их мощность, физико-механические свойства грунтов, глубина залегания подземных вод и др.).

Рассматриваемая программа содержит многочисленные комментарии и справки, упрощающие ее использование. Полученные результаты расчетов выводятся на экран монитора в виде таблиц, пояснительных текстов, а также схем, которые позволяют наглядно оценить загрузку оснований фундаментов и другие выполняемые расчеты.



ТЕХНОЛОГИЧЕСКИЕ И КОНСТРУКТИВНЫЕ МЕРОПРИЯТИЯ ПРИ УСТРОЙСТВЕ ОСНОВАНИЙ И ФУНДАМЕНТОВ РЕКОНСТРУИРУЕМЫХ, ВОССТАНАВЛИВАЕМЫХ ЗДАНИЙ

На основе отечественного и зарубежного опыта систематизированы способы усиления фундаментов реконструируемых и восстанавливаемых зданий. Разработана классификация, объединяющая способы усиления фундаментов, упрочнения оснований не по конструктивным признакам и типам фундаментов, а по условиям (схемам) их работы. Предлагается методика расчета напряженных поясов, устанавливаемых в стенах зданий при неравномерных деформациях грунтов основания.

7.1. ОСНОВНЫЕ СПОСОБЫ УСИЛЕНИЯ ФУНДАМЕНТОВ

Развитию способов усиления фундаментов посвящены работы М.Ю. Абелева (1970), А.А. Бартоломея (1989–2002), М.Д. Бойко (1975), Л.К. Гинзбурга (1985), Б.И. Далматова (1985–1993), П.А. Коновалова (1980–2002), В.В. Лушникова (1988–1999), А.И. Мальганова с соавт. (1988–2002), Э.И. Мулякова (1993), Л.В. Нуждина (1994–2001), Е.М. Перлея (1986), А.В. Пилягина (1985–1998), А.Г. Ройтмана (1990), Е.А. Сорочана (1986), С.Н. Сотникова (1990–1998), В.К. Соколова (1982), В.М. Улицкого с соавт. (1990–2002), В.Б. Швеца (1985), Г.И. Швецова (1991–2002), С.В. Юшубе (1993–2002) и других. Обобщение этих материалов, а также отечественного и зарубежного опыта позволило составить классификацию способов усиления фундаментов, которая может быть использована при подготовке технических решений и проектов.

Классификация способов усиления фундаментов

В предлагаемой классификации (рис. 7.1) выделяется три основных направления, объединяющих способы усиления фундаментов, упрочнения оснований реконструируемых и восстанавливаемых зданий [45]:

- 1) *восстановление несущей способности фундаментов;*
- 2) *увеличение несущей способности фундаментов;*
- 3) *разгрузка конструкций фундаментов.*

Основное отличие предлагаемой классификации от известных заключается в том, что она объединяет способы усиления фундаментов, упрочнения оснований не по конструктивным признакам и типам фундаментов, а по условиям (схемам) их работы. Это дает возможность выбора целесообразных решений по фундаментам зданий при подготовке проектной документации.

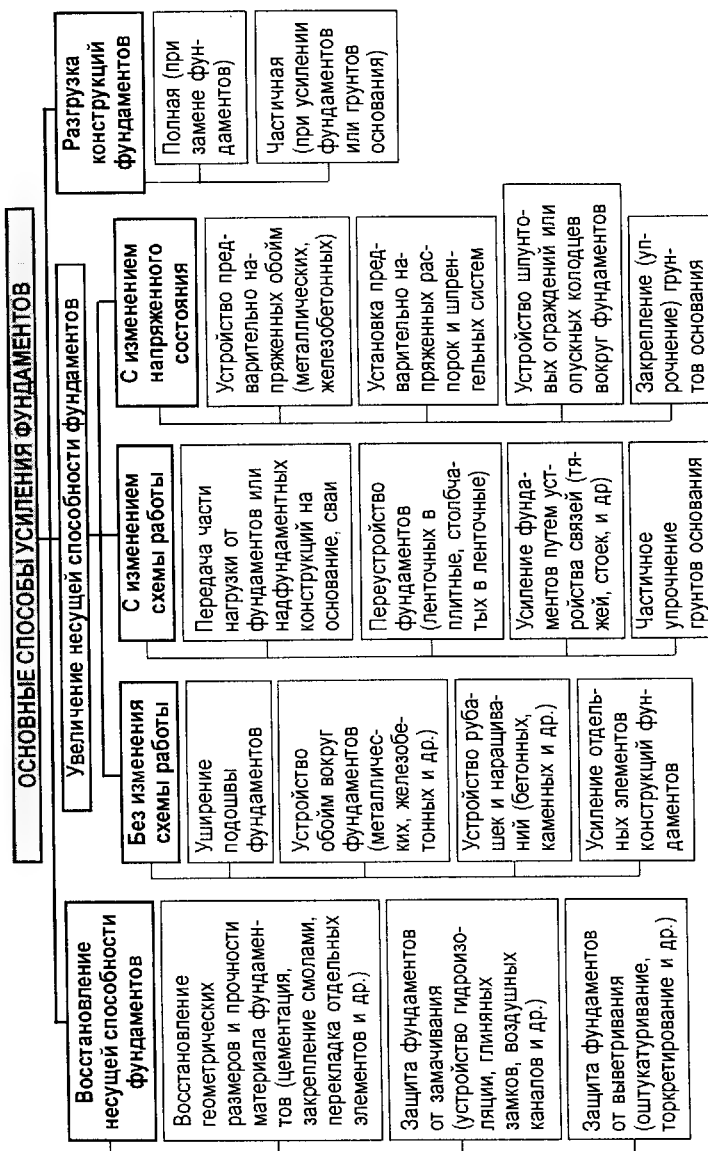


Рис. 7.1. Классификация способов усиления фундаментов реконструируемых и восстанавливаемых зданий

Восстановление несущей способности фундаментов

Восстановление несущей способности фундаментов (рис. 7.1) – первое направление классификации – реконструируемых зданий выполняется обычно в том случае, если бутовые, кирпичные, бетонные или железобетонные фундаментные конструкции имеют дефекты в виде повреждений боковой поверхности, расслоения кладки, разрывов тела фундаментов. Появление таких дефектов обусловлено воздействием на фундаменты агрессивной среды (подземных вод, химических растворов и производственных стоков), морозным пучением грунта и материала фундаментов, механическим повреждением и физическим износом конструкций.

Восстановление несущей способности фундаментов производится обычно без существенного изменения геометрических размеров конструкций. Для восстановления несущей способности бутовых, кирпичных и бетонных фундаментов используют методы закрепления кладки (тела фундаментов) цементными, цементно-песчаными растворами, смолами и другими химическими реагентами, а также методы перекладки фундаментов под стены зданий (табл. 7.1, схемы 1–5). Если же восстанавливается прочность бетонных и железобетонных фундаментов (без изменения геометрических размеров подошвы), то применяют кирпичные или железобетонные стенки (табл. 7.1, схема 6). Иногда используют комбинированные способы восстановления прочности бутовых и кирпичных фундаментов: сначала устраивают обойму с постановкой в нее инъекторов, а после твердения бетона (раствора) обоймы производят цементацию, смолязацию или используют другие способы закрепления кладки [43, 55]. В случае защиты фундаментов от замачивания и восстановления их несущей способности в последние годы находят применение различные способы устройства гидроизоляционных

покрытий, воздушных каналов, глиняных замков и др. (табл. 7.1, схемы 7, 8) [36, 54].

Надземные фундаментные конструкции могут быть подвержены выветриванию. Особенно это характерно для старинных зданий, памятников истории и культуры. Для восстановления несущей способности таких фундаментных конструкций и защиты их от выветривания применяют обычно методы оштукатуривания и торкретирования поверхностей (табл. 7.1, схема 9) [28, 65].

Увеличение несущей способности фундаментов

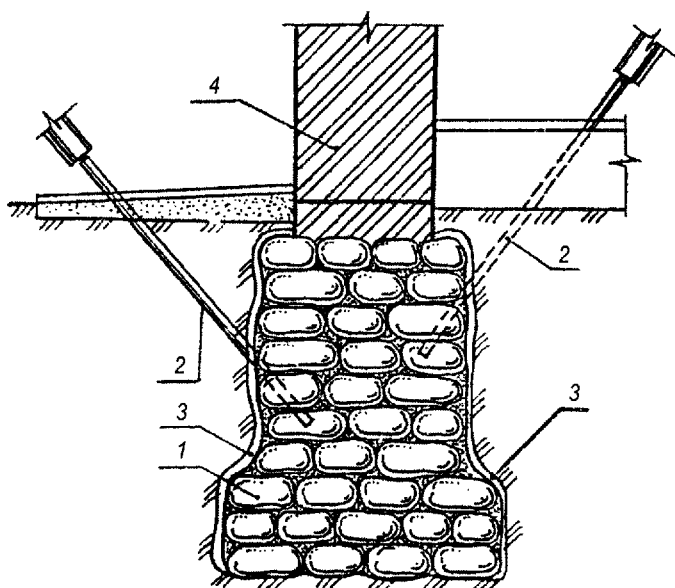
Второе направление классификации (рис. 7.1) объединяет способы усиления фундаментов реконструируемых и восстанавливаемых зданий, при которых требуется **увеличение их несущей способности**. Обычно это связано с повышением нагрузок на строительные конструкции зданий. При таком усилении выделяются три основных случая:

- увеличение несущей способности фундаментов без изменения схемы работы;
- увеличение несущей способности фундаментов с изменением схемы работы;
- увеличение несущей способности фундаментов с изменением напряженного состояния (фундаментов или грунтов основания).

В условиях реконструкции и восстановления зданий *увеличение несущей способности фундаментов без изменения схемы работы (расчетной схемы)* производится путем уширения подошвы фундаментов, устройства обойм, рубашек, наращиваний вокруг фундаментов (бетонных, железобетонных, металлических, комбинированных), усиления отдельных элементов (табл. 7.2, схемы 1–12). Увеличение несущей способности фундаментов без изменения схемы работы сопровождается обычно увеличением геометрических размеров фундаментов (чаще подошвы).

Способы восстановления

Номер схемы	Схема восстановления несущей способности фундаментов
1	ЗАКРЕПЛЕНИЕ БУТОВОЙ КЛАДКИ ФУНДАМЕНТА ЦЕМЕНТАЦИЕЙ



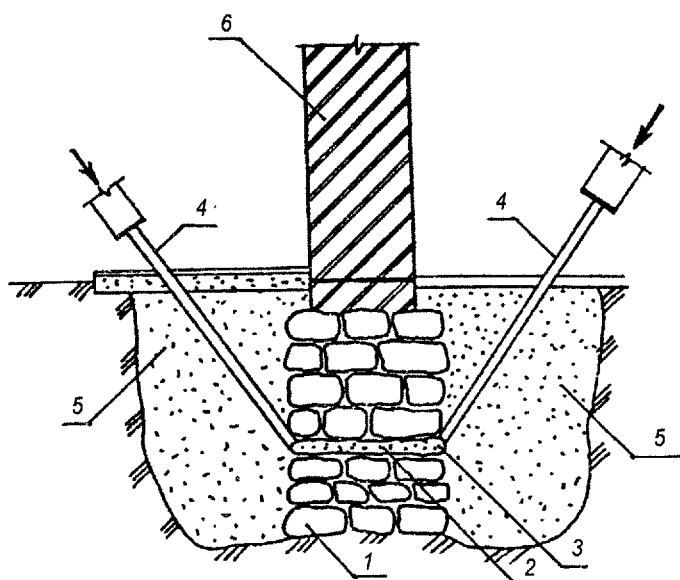
- 1 – усиливаемый фундамент;
- 2 – иньекторы для нагнетания подвижного (жидкого) цементного раствора;
- 3 – наплывы раствора;
- 4 – кирпичная стена.

Таблица 7.1

несущей способности фундаментов

<i>Повреждения, дефекты и причины их появления. Область применения способа</i>	<i>Литература для углубленного изучения способа</i>
Повреждения, дефекты: Расслоение кладки, фундаментов. Причины появления: 1. Воздействие агрессивной среды (химических растворов, производственных стоков, подземных вод и др.); 2. Морозное пучение грунтов и материала фундамента; 3. Механические повреждения; 4. Физический износ фундаментов; 5. Перегрузка оснований и фундаментов. Область применения способа: 1. В маловлажных крупнообломочных, песчаных и глинистых грунтах; 2. При положительной температуре окружающей среды.	Коновалов П.А. Основания и фундаменты реконструируемых зданий. – 4-е изд., перераб. и доп. – М.: ВНИИ НТПИ, 2000. – 318 с. Мальганов А.И., Плевков В.С., Полищук А.И. Усиление железобетонных и каменных конструкций зданий и сооружений. Атлас схем и чертежей. – Томск: Изд-во Том. ун-та, 1989. – 91 с. Егоров А.И. Усиление фундаментов в процессе реконструкции зданий и сооружений. Обзорная информация. – М.: ВНИИ НТПИ, 1991. – 66 с. Кутуков В.Н. Реконструкция зданий: Учебник для строительных вузов. – М.: Высш. шк., 1981. – 263 с.

Номер схемы	Схема восстановления несущей способности фундаментов
2	УСТРАНЕНИЕ РАЗРЫВА В ЛЕНТОЧНОМ БУТОВОМ (БЕТОННОМ) ФУНДАМЕНТЕ

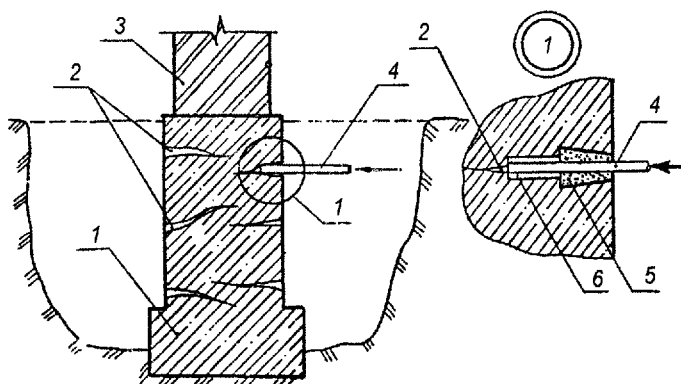


- 1 – усиливаемый фундамент;
- 2 – разрыв тела фундамента (морозное пучение, набухание грунта и др.);
- 3 – жидкий цементный раствор;
- 4 – иньекторы;
- 5 – непучинистый грунт;
- 6 – кирпичная стена.

Продолжение табл. 7.1

<i>Повреждения, дефекты и причины их появления. Область применения способа</i>	<i>Литература для углубленного изучения способа</i>
Повреждения, дефекты: Разрыв тела фундаментов. Причины появления: 1. Морозное пучение грунтов; 2. Набухание грунтов; 3. Перегрузка оснований и фундаментов. Область применения способа: 1. В маловлажных крупно-обломочных, песчаных и глинистых грунтах; 2. При положительной температуре окружающей среды.	<i>Коновалов П.А.</i> Основания и фундаменты реконструируемых зданий. – 4-е изд., перераб. и доп. – М.: ВНИИ НТПИ, 2000. – 318 с. <i>Мальганов А.И., Плевков В.С., Полищук А.И.</i> Восстановление и усиление строительных конструкций аварийных и реконструируемых зданий. – Томск: Изд-во Том. ун-та, 1992. – 456 с. <i>Основания и фундаменты. Справочник / Г.И. Швецов, И.В. Носков, А.Д. Слободян, Г.С. Госькова / Под ред. Г.И. Швецова. – М.: Высш. шк., 1991. – 383 с.</i> <i>Механика грунтов, основания и фундаменты. Учеб. пособие для строит. спец. вузов / С.Б. Ухов, В.В. Семенов, В.В. Знаменский и др. / Под ред. С.Б. Ухова. – 2-е изд., перераб. и доп. – М.: Высш. шк., 2002. – 566 с.</i>

Номер схемы	Схема восстановления несущей способности фундаментов
3	ЗАКРЕПЛЕНИЕ БЕТОННЫХ (ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ) ФУНДАМЕНТОВ, ИМЕЮЩИХ ТРЕЩИНЫ, СИНТЕТИЧЕСКИМИ СМОЛАМИ

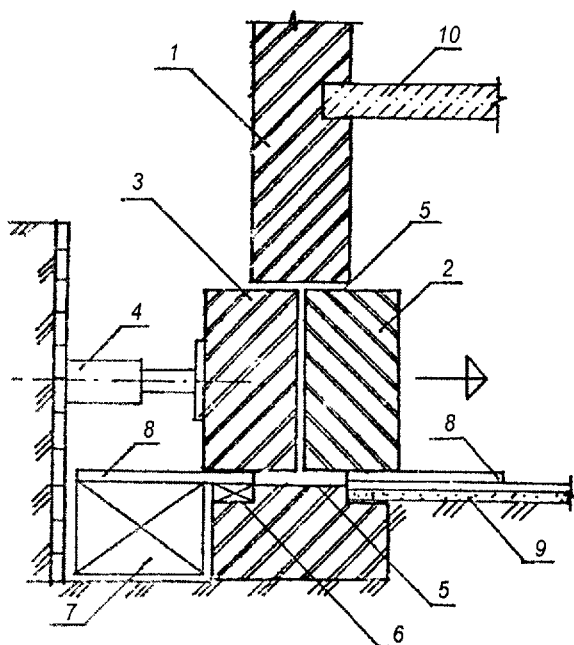


- 1 – существующий фундамент, имеющий вертикальные и горизонтальные трещины;
- 2 – трещины;
- 3 – кирпичная стена;
- 4 – инъектор для нагнетания компаунда из синтетических смол под давлением 0,6–1,2 МПа;
- 5 – борозда шириной 35–40 мм, выполненная дисковой пилой или отбойным молотком;
- 6 – отверстие, пробуренное перфоратором на глубину 100–150 мм.

Продолжение табл. 7.1

<i>Повреждения, дефекты и причины их появления. Область применения способа</i>	<i>Литература для углубленного изучения способа</i>
Повреждения, дефекты: Трещины в теле фундаментов. Причины появления: 1. Воздействия агрессивной среды; 2. Некачественное производство работ при устройстве фундаментов. Область применения способа: При положительной температуре окружающей среды.	<i>Основания, фундаменты и подземные сооружения. Справочник проектировщика / М.И. Горбунов-Посадов, В.А. Ильичев, В.И. Крутов и др. / Под общ. ред. Е.А. Сорочана и Ю.Г. Трофименкова. — М.: Стройиздат, 1985. — 480 с.</i> <i>Коновалов П.А. Основания и фундаменты реконструируемых зданий. — 4-е изд., перераб. и доп. — М.: ВНИИ НТПИ, 2000. — 318 с.</i> <i>Мальганов А.И., Плевков В.С., Полищук А.И. Восстановление и усиление строительных конструкций аварийных и реконструируемых зданий. — Томск: Изд-во Том. ун-та, 1992. — 456 с.</i> <i>Далматов Б.И. Механика грунтов, основания и фундаменты (включая специальный курс инженерной геологии). — 2-е изд. перераб. и доп. — Л.: Стройиздат, Ленингр. отделение, 1988. — 415 с.</i> <i>Рекомендации по ремонту и восстановлению железобетонных конструкций полимерными составами / Ю.В. Максимов, В.В. Патуроев, В.И. Агаджанов и др. — М.: НИИЖБ Госстроя СССР, 1986. — 28 с.</i>

Номер схемы	Схема восстановления несущей способности фундаментов
4	ПЕРЕКЛАДКА ЛЕНТОЧНЫХ ФУНДАМЕНТОВ НАРУЖНЫХ СТЕН (А.с. СССР №922256)

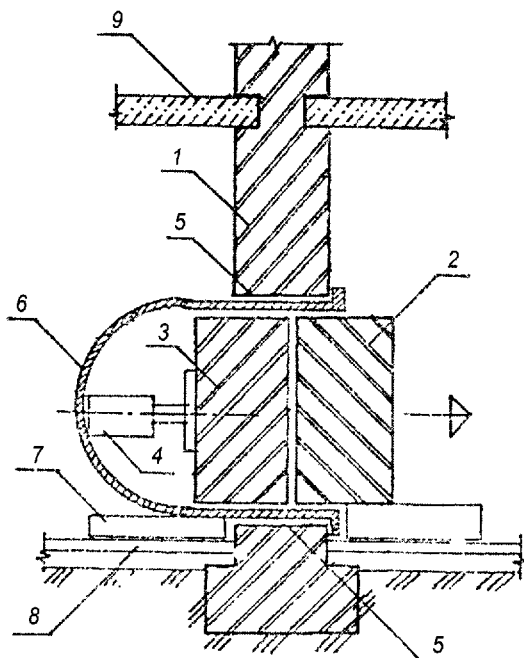


- | | |
|------------------------------------|----------------------------|
| 1 – существующая стена фундамента; | |
| 2 – удаляемый блок фундамента; | |
| 3 – новый блок фундамента; | |
| 4 – домкрат; | |
| 5 – сквозные прорези; | 8 – металлические полозья; |
| 6 – подкладки; | 9 – пол подвала; |
| 7 – подмости; | 10 – перекрытие. |

Продолжение табл. 7.1

<i>Повреждения, дефекты и причины их появления. Область применения способа</i>	<i>Литература для углубленного изучения способа</i>
Повреждения, дефекты: Разрушение отдельных участков фундаментов. Причины появления: 1. Воздействие агрессивной среды; 2. Механическое повреждение тела фундаментов со стороны подвала; 3. Длительное периодическое промораживание-оттаивание материала фундаментов. Область применения способа: Без ограничений.	Мальганов А.И., Плевков В.С., Полищук А.И. Усиление железобетонных и каменных конструкций зданий и сооружений. Атлас схем и чертежей. – Томск: Изд-во Том. ун-та, 1989. – 91 с. Мальганов А.И., Плевков В.С., Полищук А.И. Восстановление и усиление строительных конструкций аварийных и реконструируемых зданий. – Томск: Изд-во Том. ун-та, 1992. – 456 с.

Номер схемы	Схема восстановления несущей способности фундаментов
5	ПЕРЕКЛАДКА ЛЕНТОЧНЫХ ФУНДАМЕНТОВ ВНУТРЕННИХ СТЕН (А.с. СССР № 922256)

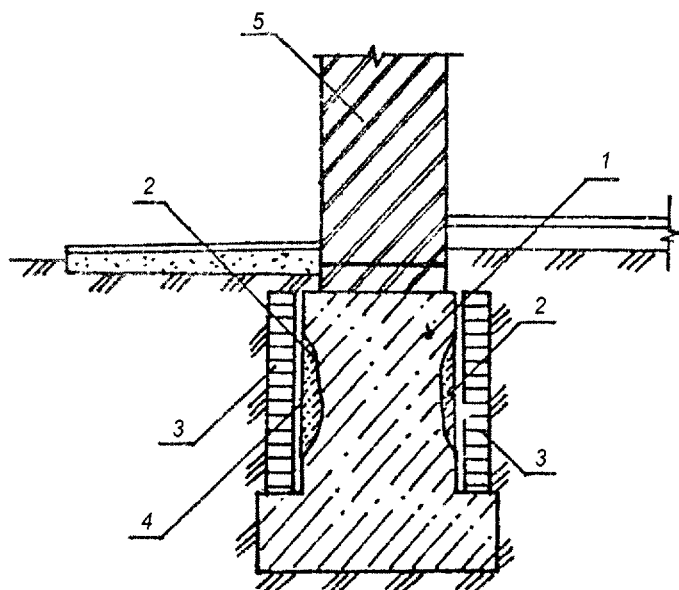


- 1 – существующая стена фундамента;
- 2 – удаляемый блок фундамента;
- 3 – новый блок фундамента;
- 4 – домкрат;
- 5 – сквозные прорези;
- 6 – трубуцина;
- 7 – подкладки либо полозья;
- 8 – пол подвала;
- 9 – перекрытие.

Продолжение табл. 7.1

<i>Повреждения, дефекты и причины их появления. Область применения способа</i>	<i>Литература для углубленного изучения способа</i>
Повреждения, дефекты: Разрушения отдельных участков фундаментов. Причины появления: 1. Механическое повреждение тела фундаментов; 2. Нарушение тепловлажностного режима в помещениях подвала. Область применения способа: Без ограничений.	Мальганов А.И., Плевков В.С., Полищук А.И. Усиление железобетонных и каменных конструкций зданий и сооружений. Атлас схем и чертежей. – Томск: Изд-во Том. ун-та, 1989. – 91 с. Мальганов А.И., Плевков В.С., Полищук А.И. Восстановление и усиление строительных конструкций аварийных и реконструируемых зданий. – Томск: Изд-во Том. ун-та, 1992. – 456 с.

Номер схемы	Схема восстановления несущей способности фундаментов
6	УСТРОЙСТВО ЗАЩИТНЫХ СТЕНОК

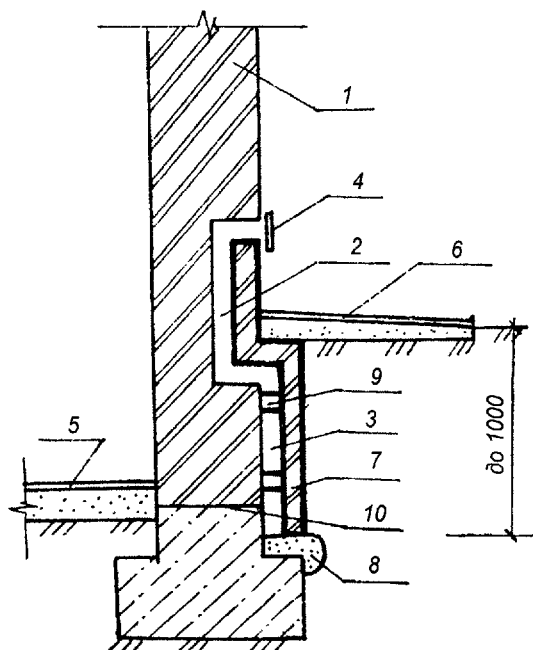


- 1 – усиливаемый фундамент;
- 2 – участки разрушения в результате действия агрессивной среды в грунте (поднятие уровня грунтовых вод, поступление химических продуктов и др.);
- 3 – защитная стенка из кирпича, устанавливаемая после восстановления участков разрушения;
- 4 – обмазочная или оклеечная гидроизоляция;
- 5 – кирпичная стена.

Продолжение табл. 7.1

<i>Повреждения, дефекты и причины их появления. Область применения способа</i>	<i>Литература для углубленного изучения способа</i>
Повреждения, дефекты: Разрушение боковых поверхностей фундаментов. Причины появления: 1. Воздействие агрессивной среды; 2. Нарушение вертикальной гидроизоляции. Область применения способа: При положительной температуре окружающей среды.	Коновалов П.А. Основания и фундаменты реконструируемых зданий. – 4-е изд., перераб. и доп. – М.: ВНИИ НТПИ, 2000. – 318 с. Мальганов А.И., Плевков В.С., Полищук А.И. Восстановление и усиление строительных конструкций аварийных и реконструируемых зданий. – Томск: Изд-во Том. ун-та, 1992. – 456 с. Швец В.Б., Феклин В.И., Гинзбург Л.К. Усиление и реконструкция фундаментов. – М.: Стройиздат, 1985. – 204 с. Кутуков В.Н. Реконструкция зданий: Учебник для строительных вузов. – М.: Высш. шк., 1981. – 263 с. <i>Рекомендации по обследованию и мониторингу технического состояния эксплуатируемых зданий, расположенных вблизи нового строительства или реконструкции</i> / В.А. Ильичев, В.П. Петрухин, В.Г. Буданов и др. – М.: ГУП «Управление экономических исследований, информации и координации проектных работ» (ГУП «НИАЦ») Москомархитектуры, 1998. – 90 с.

Номер схемы	Схема восстановления несущей способности фундаментов
7	УСТРОЙСТВО ВОЗДУШНЫХ КАНАЛОВ С ВНУТРЕННЕЙ СТОРОНЫ СТЕНЫ (ЗАЩИТА ОТ ЗАМАЧИВАНИЯ)

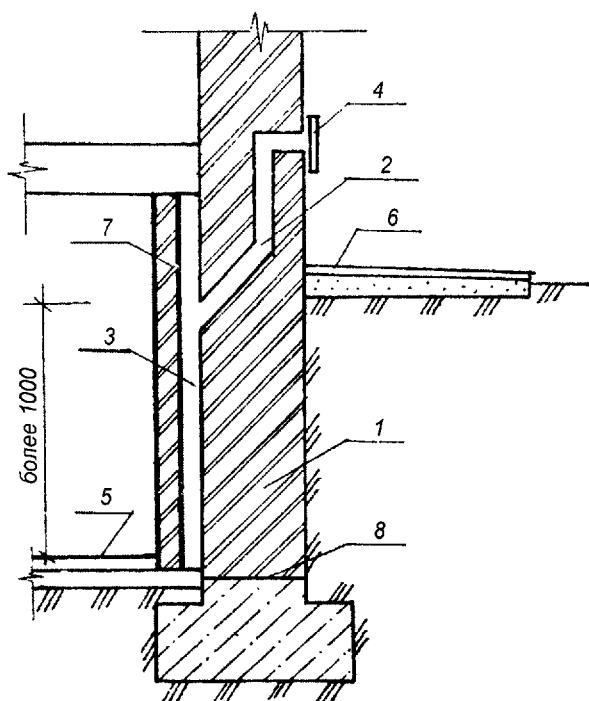


- | | |
|---------------------------------|---|
| 1 – осушаемая стена; | 7 – стенка воздушной щели (из кирпича толщиной 120 мм); |
| 2 – канал, пробиваемый в стене; | 8 – бетонное основание под стенку; |
| 3 – воздушная щель; | 9 – распорки; |
| 4 – вентиляционная решетка; | 10 – существующая горизонтальная гидроизоляция. |
| 5 – пол аэрируемого этажа; | |
| 6 – отмостка; | |

Продолжение табл. 7.1

<i>Повреждения, дефекты и причины их появления. Область применения способа</i>	<i>Литература для углубленного изучения способа</i>
Повреждения, дефекты: Избыточное замачивание стен подвалов, фундаментов подземными водами. Причины появления: 1. Нарушение гидроизоляции стен (вертикальной, горизонтальной); 2. Длительное периодическое промораживание—обтаивание материала стен и фундаментов; 3. Нарушение тепловлажностного режима в помещениях. Область применения способа: Без ограничений.	<i>Основания и фундаменты. Учебник для строит. вузов. Краткий курс / Н.А. Цытович, В.Г. Березанцев, Б.И. Далматов, М.Ю. Абелев / Под ред. Н.А. Цытовича. — М.: Высш. шк., 1970. — 382 с.</i> <i>Мальганов А.И., Плевков В.С., Полищук А.И. Восстановление и усиление строительных конструкций аварийных и реконструируемых зданий. — Томск: Изд-во Том. ун-та, 1992. — 456 с.</i> <i>Нечаев Н.В. Капитальный ремонт жилых зданий. — М.: Стройиздат, 1990. — 207 с.</i> <i>Абелев М.Ю. Строительство промышленных и гражданских сооружений на слабых водонасыщенных грунтах. — М.: Стройиздат, 1983. — 248 с.</i> <i>Проектирование фундаментов зданий и подземных сооружений: Учебное пособие / Б.И. Далматов, В.Н. Бронин, А.В. Голли и др. / Под ред. Б.И. Далматова. — 2-е изд. — М.: Изд-во АСВ, СПб.: СПбГАСУ, 2001. — 440 с.</i> <i>Фадеев А.Б., Бабанов В.В. Подземные сооружения: Учебное пособие для студентов специальности 1202 "Промышленное и гражданское строительство": Специализация «Основания и фундаменты». — Л.: ЛИСИ, 1987. — 145 с.</i>

Номер схемы	Схема восстановления несущей способности фундаментов
8	УСТРОЙСТВО ВОЗДУШНЫХ КАНАЛОВ С НАРУЖНОЙ СТОРОНЫ СТЕНЫ (ЗАЩИТА ОТ ЗАМАЧИВАНИЯ)

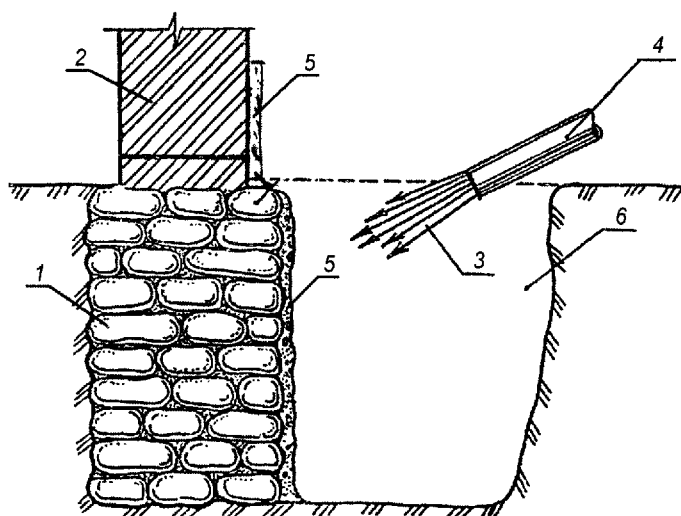


- | | |
|---------------------------------|---------------------------|
| 1 – осушаемая стена; | 6 – отводка; |
| 2 – канал, пробиваемый в стене; | 7 – стенка воздушной щели |
| 3 – воздушная щель; | толщиной 120 мм; |
| 4 – вентиляционная решетка; | 8 – существующая горизон- |
| 5 – пол аэрируемого этажа; | тальная гидроизоляция. |

Продолжение табл. 7.1

<i>Повреждения, дефекты и причины их появления. Область применения способа</i>	<i>Литература для углубленного изучения способа</i>
Повреждения, дефекты: Избыточное замачивание стен подвалов, фундаментов подземными водами. Причины появления: 1. Нарушение гидроизоляции стен (вертикальной, горизонтальной); 2. Длительное периодическое промораживание–оттаивание материала стен и фундаментов; 3. Нарушение тепловлажностного режима в помещениях подвала. Область применения способа: Без ограничений.	<i>Основания и фундаменты. Учебник для строит. вузов. Краткий курс / Н.А. Цытович, В.Г. Березанцев, Б.И. Долматов, М.Ю. Абелев / Под ред. Н.А. Цытовича. – М.: Высш. шк., 1970. – 382 с.</i> <i>Мальганов А.И., Плевков В.С., Полищук А.И. Восстановление и усиление строительных конструкций аварийных и реконструируемых зданий. – Томск: Изд-во Том. ун-та, 1992. – 456 с.</i> <i>Нечаев Н.В. Капитальный ремонт жилых зданий. – М: Стройиздат, 1990. – 207 с.</i> <i>Абелев М.Ю. Строительство промышленных и гражданских сооружений на слабых водонасыщенных грунтах. – М.: Стройиздат, 1983. – 248 с.</i> <i>Проектирование фундаментов зданий и подземных сооружений: Учебное пособие / Б.И. Далматов, В.Н. Бронин, А.В. Голли и др. / Под ред. Б.И. Далматова. – 2-е изд. – М.: Изд-во АСВ, СПб.: СПбГАСУ, 2001. – 440 с.</i> <i>Фадеев А.Б., Бабанов В.В. Подземные сооружения: Учебное пособие для студентов специальности 1202 “Промышленное и гражданское строительство”: Специализация «Основания и фундаменты». – Л.: ЛИСИ, 1987. – 145 с.</i>

Номер схемы	Схема восстановления несущей способности фундаментов
9	ЗАКРЕПЛЕНИЕ КИРПИЧНОЙ И БУТОВОЙ КЛАДКИ ТОРКРЕТ-БЕТОНОМ



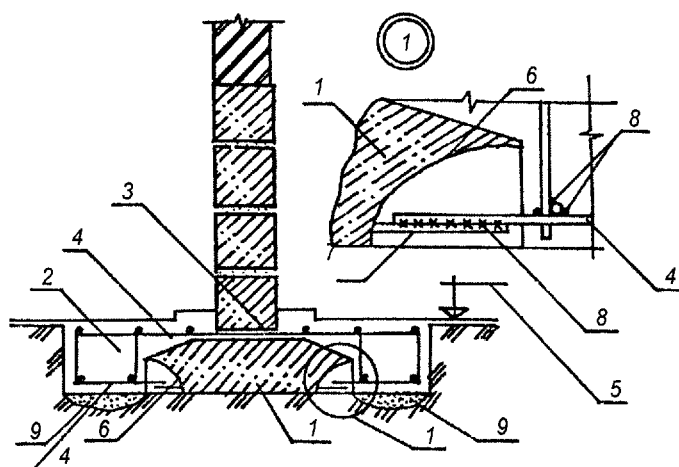
- 1 – существующий фундамент, имеющий расслоение кладки;
- 2 – кирпичная стена с разрушенным поверхностным слоем;
- 3 – набрызг бетонной смеси под высоким давлением;
- 4 – цемент-пушка (или бетон-шприц-машина);
- 5 – торкретируемая поверхность.

Окончание табл. 7.1

<i>Повреждения, дефекты и причины их появления. Область применения способа</i>	<i>Литература для углубленного изучения способа</i>
Повреждения, дефекты: Расслоение кладки фундаментов. Причины появления: 1. Выветривание раствора из кладки; 2. Воздействие агрессивной среды на фундамент; 3. Физический износ стен и фундаментов. Область применения способа: При положительной температуре окружающей среды.	<i>Ройтман А.Г.</i> Предупреждение аварий зданий. – М.: Стройиздат, 1990. – 240 с. <i>Кутуков В.Н.</i> Реконструкция зданий: Учебник для строительных вузов. – М.: Высш. школа, 1981. – 263 с. <i>Мальганов А.И., Плевков В.С., Полищук А.И.</i> Восстановление и усиление строительных конструкций аварийных и реконструируемых зданий. – Томск: Изд-во Том. ун-та, 1992. – 156 с. <i>Коновалов П.А.</i> Основания и фундаменты реконструируемых зданий. – 4-е изд., перераб. и доп. – М.: ВНИИ НТПИ, 2000. – 318 с. <i>Современные методы обследования зданий</i> / Н.Г. Смоленская, А.Г. Ройтман, В.Д. Кириллов и др. – 2-е изд. перераб. и доп. – М.: Стройиздат, 1979. – 148 с. <i>Беляков Ю.И., Снежко А.П.</i> Реконструкция промышленных предприятий. – Киев: Высш. шк. Головное изд-во, 1988. – 256 с.

Способы увеличения несущей способности фундаментов

Номер схемы	Схема увеличения несущей способности фундаментов
1	УШИРЕНИЕ ПОДОШВЫ ДЛЯ ЛЕНТОЧНОГО СБОРНОГО ФУНДАМЕНТА (УСТРОЙСТВО ЖЕЛЕЗОБЕТОННОЙ ОБОЙМЫ)



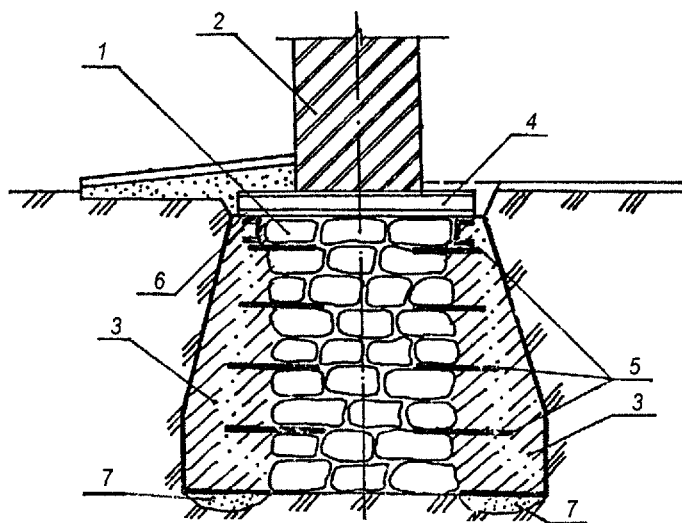
- 1 – усиливаемый фундамент;
- 2 – железобетонная обойма;
- 3 – отверстия в швах между блоками для установки рабочей арматуры;
- 4 – основная рабочая арматура усиления;
- 5 – отметка пола подвала;
- 6 – сколотая поверхность бетона;
- 7 – выпуски арматуры в подушке;
- 8 – сварка;
- 9 – зоны уплотненного грунта.

Таблица 7.2

(без изменения их схемы работы)

<i>Повреждения, дефекты и причины их появления. Область применения способа</i>	<i>Литература для углубленного изучения способа</i>
Повреждения, дефекты: Недостаточные размеры опорной площади фундаментов. Причины появления: 1. Перегрузка фундаментов (реконструкция или капитальный ремонт здания, замена технологического оборудования и др.); 2. Ослабление грунтов оснований (избыточное замачивание, промораживание—оттаивание и др.). Область применения способа: Без ограничений.	<i>Мальганов А.И., Плевков В.С., Полищук А.И.</i> Восстановление и усиление строительных конструкций аварийных и реконструируемых зданий. — Томск: Изд-во Том. ун-та, 1992. — 456 с. <i>Основания, фундаменты и подземные сооружения.</i> Справочник проектировщика / М.И. Горбунов-Посадов, В.А. Ильичев, В.И. Крутов и др. / Под общ. ред. Е.А. Сорочана и Ю.Г. Трофименкова. — М.: Стройиздат, 1985. — 480 с. <i>Механика грунтов, основания и фундаменты:</i> Учеб. пособие для строительных специальностей вузов / С.Б. Ухов, В.В. Семенов, В.В. Знаменский и др. / Под ред. С.Б. Ухова. — 2-е изд., перераб. и доп. — М.: Высш. шк., 2002. — 566 с. <i>Основания и фундаменты:</i> Справочник / Г.И. Швецов, И.В. Носков, А.Д. Слободян, Г.С. Госькова / Под. ред. Г.И. Швецова. — М.: Высш. шк., 1991. — 383 с. <i>Полищук А.И., Лобанов А.А.</i> Оценка загрузки оснований фундаментов реконструируемых зданий с использованием персональных ЭВМ. — Томск: Изд-во Том. ун-та, 1996. — 136 с.

Номер схемы	Схема увеличения несущей способности фундаментов
2	УШИРЕНИЕ ПОДОШВЫ ЛЕНТОЧНОГО БУТОВОГО ФУНДАМЕНТА (УСТРОЙСТВО ПРИЛИВОВ ИЗ БЕТОНА)

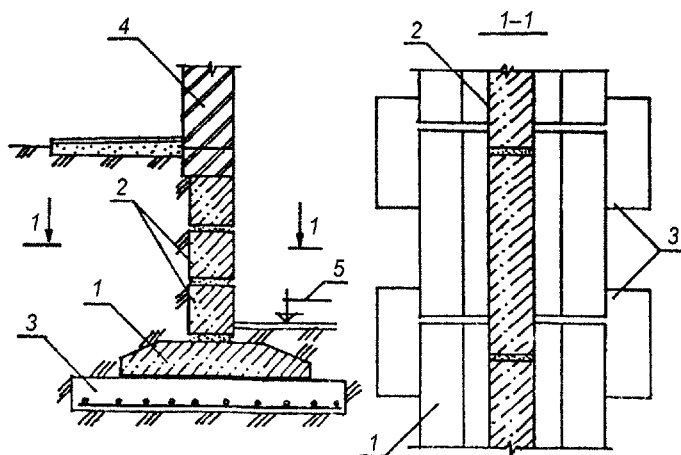


- 1 – усиливаемый фундамент;
- 2 – кирпичная стена;
- 3 – приливы из бетона;
- 4 – металлические балки, устанавливаемые в пробитые отверстия;
- 5 – металлические штыри из арматурной стали;
- 6 – металлические балки, закрепляемые на сварке к поперечным балкам;
- 7 – зоны уплотненного грунта.

Продолжение табл. 7.2

<i>Повреждения, дефекты и причины их появления. Область применения способа</i>	<i>Литература для углубленного изучения способа</i>
Повреждения, дефекты: Расслоение бутовой кладки, недостаточные размеры опорной площади фундамента. Причины появления: 1. Воздействие агрессивной среды на фундаменты; 2. Морозное пучение грунтов и материала фундаментов; 3. Перегрузка оснований и фундаментов (реконструкция или капитальный ремонт зданий, замена технологического оборудования и др.); 4. Ослабление грунтов оснований. Область применения способа: Без ограничений.	Коновалов П.А. Основания и фундаменты реконструируемых зданий. – 4-е изд., перераб. и доп. – М.: ВНИИ НТПИ, 2000. – 318 с. Полищук А.И. Назначение расчетного грунта основания при проектировании фундаментов реконструируемых зданий // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 2000. – №3. – С. 6–10. Мальганов А.И., Плевков В.С., Полищук А.И. Усиление железобетонных и каменных конструкций зданий и сооружений. Атлас схем и чертежей. – Томск: Изд-во Том. ун-та, 1989. – 91 с. Пилягин А.В., Мамеев Н.Г., Габдрахманов Ф.Г. Проектирование фундаментов в сложных инженерно-геологических и производственных условиях: Учебное пособие. – Йошкар-Ола, МарГУ, 1985. – 104 с. Гильман Я.Д., Гильман Е.Д. Усиление и восстановление зданий на лессовых просадочных грунтах. – М.: Стройиздат, 1989. – 160 с. Улицкий В.М., Пронев Л.К. Усиление оснований и фундаментов реконструируемых зданий: Текст лекций для студентов специальности 2903 – ПГС. – СПб.: СПб. инж.-строит. ин-т, 1993. – 32 с.

Номер схемы	Схема увеличения несущей способности фундаментов
3	УСТРОЙСТВО ДОПОЛНИТЕЛЬНЫХ ПОДУШЕК ИЗ МОНОЛИТНОГО ЖЕЛЕЗОБЕТОНА

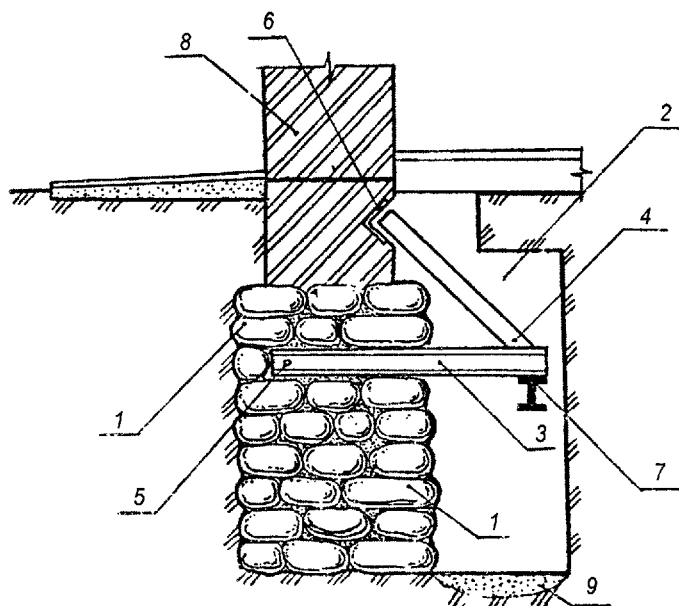


- 1 – подушка существующего фундамента;
- 2 – фундаментные блоки;
- 3 – дополнительные подушки из монолитного железобетона;
- 4 – кирпичная кладка;
- 5 – отметка пола подвала.

Продолжение табл. 7.2

<i>Повреждения, дефекты и причины их появления. Область применения способа</i>	<i>Литература для углубленного изучения способа</i>
Повреждения, дефекты: Недостаточные размеры опорной площади фундаментов. Причины появления: 1. Перегрузка оснований и фундаментов (реконструкция или капитальный ремонт зданий, замена технологического оборудования и др.); 2. Ослабление грунтов оснований (избыточное замачивание, промерзание-оттаивание и др.). Область применения способа: Без ограничений.	<i>Мальганов А.И., Плевков В.С., Полищук А.И.</i> Восстановление и усиление строительных конструкций аварийных и реконструируемых зданий. – Томск: Изд-во Том. ун-та, 1992. – 456 с. <i>Механика грунтов, основания и фундаменты:</i> Учебное пособие для строительных специальностей вузов / С.Б. Ухов, В.В. Семенов, В.В. Знаменский и др. / Под ред. С.Б. Ухова. – 2-е изд., перераб. и доп. – М.: Высш. шк., 2002. – 566 с. <i>Сорочан Е.А.</i> Фундаменты промышленных зданий. – М.: Стройиздат, 1986. – 303 с. <i>Методика обследования и проектирования оснований и фундаментов при капитальном ремонте, реконструкции и надстройке зданий / Н.Г. Смоленская, Р.Г. Комиссарчик, Б.Н. Ершов и др. – М.: АКХ им. К.Д. Памфилова, 1972. – 111 с.</i> <i>Современные методы обследования зданий / Н.Г. Смоленская, А.Г. Ройтман, В.Д. Кириллов и др. – 2-е изд. перераб. и доп. – М.: Стройиздат, 1979. – 148 с.</i> <i>Далматов Б.И., Улицкий В.М.</i> Обследование оснований и фундаментов реконструируемых зданий: Текст лекций. – Л.: ЛИСИ, 1985. – 36 с.

Номер схемы	Схема увеличения несущей способности фундаментов
4	УСТРОЙСТВО ОДНОСТОРОННЕГО БЕТОННОГО БАНКЕТА

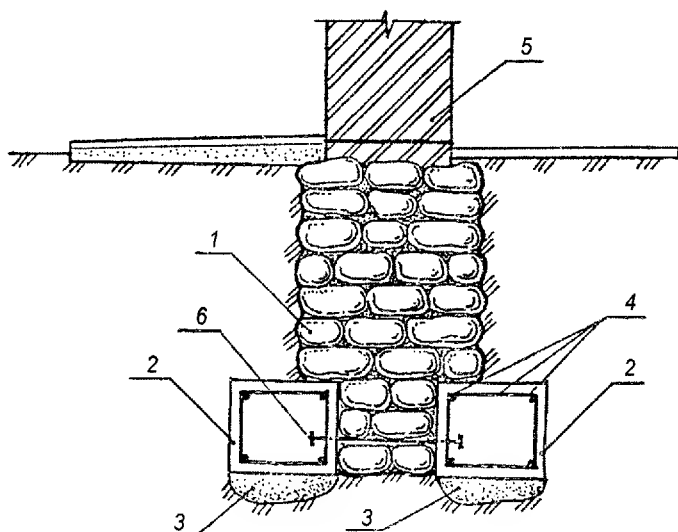


- 1 – усиливаемый фундамент;
- 2 – монолитный бетонный банкет;
- 3 – несущая балка;
- 4 – подкос;
- 5 – анкер;
- 6 – упорный уголок;
- 7 – распределительная балка;
- 8 – кирпичная стена;
- 9 – зона уплотненного грунта.

Продолжение табл. 7.2

<i>Повреждения, дефекты и причины их появления. Область применения способа</i>	<i>Литература для углубленного изучения способа</i>
Повреждения, дефекты: Недостаточные размеры опорной площади фундаментов. Причины появления: 1. Перегрузка оснований и фундаментов (преимущественно за счет действия моментных нагрузок одного знака); 2. Ослабление грунтов оснований (избыточное замачивание, промораживание–оттаивание и др.). Область применения способа: Без ограничений.	<i>Мальганов А.И., Плевков В.С., Полищук А.И.</i> Восстановление и усиление строительных конструкций аварийных и реконструируемых зданий. – Томск: Изд-во Том. ун-та, 1992. – 456 с. <i>Коновалов П.А.</i> Основания и фундаменты реконструируемых зданий. – 4-е изд., перераб. и доп. – М.: ВНИИ НТПИ, 2000. – 318 с <i>Егоров А.И.</i> Усиление фундаментов в процессе реконструкции зданий и сооружений. Обзорная информация. – М.: ВНИИ НТПИ, 1991. – 66 с. <i>Полищук А.И.</i> Подход к оценке загрузки оснований фундаментов реконструируемых зданий // Вестник ТГАСУ. – 2000. – №1. – С. 313–326. <i>Зурнаджи В.А., Филатова Н.П.</i> Усиление оснований и фундаментов при ремонте зданий. – М.: Стройиздат, 1970. – 96 с. <i>Проектирование фундаментов зданий и подземных сооружений:</i> Учебное пособие / Б.И. Далматов, В.Н. Бронин, А.В. Голли и др. / Под ред. Б.И. Далматова; 2-е изд. – М. Изд-во АСВ, СПб.: СПбГАСУ, 2001. – 440 с.

Номер схемы	Схема увеличения несущей способности фундаментов
5	УСТРОЙСТВО ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ПРИЛИВОВ

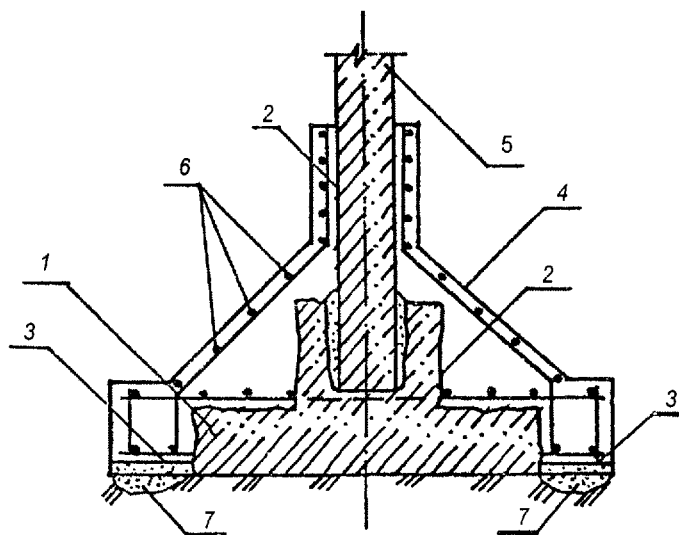


- 1 – усиливаемый фундамент;
- 2 – монолитные приливы из железобетона;
- 3 – уплотненный грунт (втрамбованный щебень);
- 4 – арматура усиления;
- 5 – кирпичная стена;
- 6 – затяжка из арматурной стали.

Продолжение табл. 7.2

<i>Повреждения, дефекты и причины их появления. Область применения способа</i>	<i>Литература для углубленного изучения способа</i>
Повреждения, дефекты: Недостаточные размеры опорной площади фундаментов, трещины в стенах зданий. Причины появления: 1. Ослабление грунтов оснований (избыточное замачивание, промораживание—оттаивание и др.); 2. Перегрузка фундаментов (реконструкция или капитальный ремонт зданий, замена технологического оборудования и др.). Область применения способа: Без ограничений.	Мальганов А.И., Плевков В.С., Полищук А.И. Восстановление и усиление строительных конструкций аварийных и реконструируемых зданий. — Томск: Изд-во Том. ун-та, 1992. — 456 с. Коновалов П.А. Основания и фундаменты реконструируемых зданий. — 4-е изд., перераб. и доп. — М.: ВНИИ НТПИ, 2000. — 318 с. Проектирование фундаментов зданий и подземных сооружений: Учебное пособие / Б.И. Далматов, В.Н. Бронин, А.В. Голли и др. / Под ред. Б.И. Далматова; 2-е изд. — М.: Изд-во АСВ, СПб.: СПбГАСУ, 2001. — 440 с. Рекомендации по проектированию и устройству оснований, фундаментов и подземных сооружений при реконструкции гражданских зданий и исторической застройки / В.А. Ильичев, Б.В. Бахолдин, А.А. Григорян, П.А. Коновалов и др. — М.: ГУП «Управление экономических исследований, информации и координации проектных работ» (ГУП «НИАЦ») Москомархитектуры, 1998. — 90 с. Землянский А.А. Обследование и испытание зданий и сооружений: Учебное пособие. — М.: Изд-во АСВ, 2001. — 240 с.

Номер схемы	Схема увеличения несущей способности фундаментов
6	УШИРЕНИЕ ПОДОШВЫ ДЛЯ ОТДЕЛЬНОГО ФУНДАМЕНТА (УСТРОЙСТВО ЖЕЛЕЗОБЕТОННОЙ РУБАШКИ)

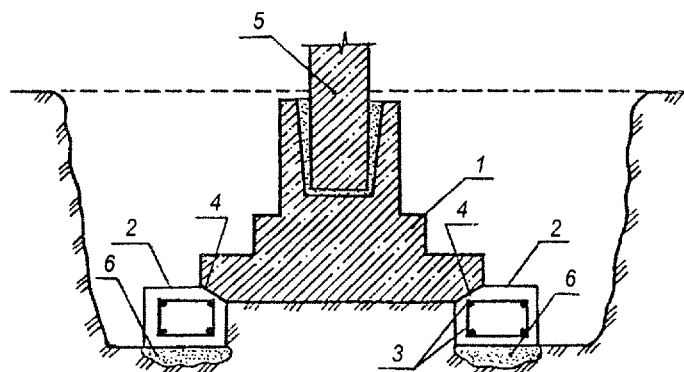


- 1 – усиливаемый фундамент;
- 2 – поверхность, подготовленная к бетонированию (насечка);
- 3 – подготовка из тощего бетона;
- 4 – железобетонная рубашка с уширением;
- 5 – колонна;
- 6 – арматура усиления;
- 7 – зоны уплотненного грунта.

Продолжение табл. 7.2

<i>Повреждения, дефекты и причины их появления. Область применения способа</i>	<i>Литература для углубленного изучения способа</i>
Повреждения, дефекты: Недостаточные размеры опорной площади фундаментов. Причины появления: 1. Перегрузка фундаментов (реконструкция или капитальный ремонт здания, замена грузоподъемных кранов, технологического оборудования и др.); 2. Ослабление грунтов основания (избыточное замачивание, промораживание–оттаивание и др.). Область применения способа: Без ограничений.	Коновалов П.А. Основания и фундаменты реконструируемых зданий. – 4-е изд., перераб. и доп. – М.: ВНИИ НТПИ, 2000. – 318 с. Мальганов А.И., Плевков В.С., Полищук А.И. Восстановление и усиление строительных конструкций аварийных и реконструируемых зданий. – Томск: Изд-во Том. ун-та, 1992. – 456 с. Основания, фундаменты и подземные сооружения. Справочник проектировщика / М.И. Горбунов-Посадов, В.А. Ильичев, В.И. Крутов и др. / Под общ. ред. Е.А. Сорочана и Ю.Г. Трофименкова. – М.: Стройиздат, 1985. – 480 с. Механика грунтов, основания и фундаменты: Учеб. пособие для строит. спец. вузов / С.Б. Ухов, В.В. Семенов, В.В. Знаменский и др. / Под ред. С.Б. Ухова. – 2-е изд., перераб. доп. – М.: Высш. шк., 2002. – 566 с. Основания и фундаменты: Справочник / Г.И. Швецов, И.В. Носков, А.Д. Слободян, Г.С. Госькова / Под. ред. Г.И. Швецова. – М. Высш. шк., 1991. – 383 с. Полищук А.И. Назначение расчетного грунта основания при проектировании фундаментов реконструируемых зданий // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 2000. – №3. – С. 6–10.

Номер схемы	Схема увеличения несущей способности фундаментов
7	УШИРЕНИЕ ПОДОШВЫ ДЛЯ ОТДЕЛЬНОГО ФУНДАМЕНТА (УСТРОЙСТВО ЖЕЛЕЗОБЕТОННОЙ РАМЫ)

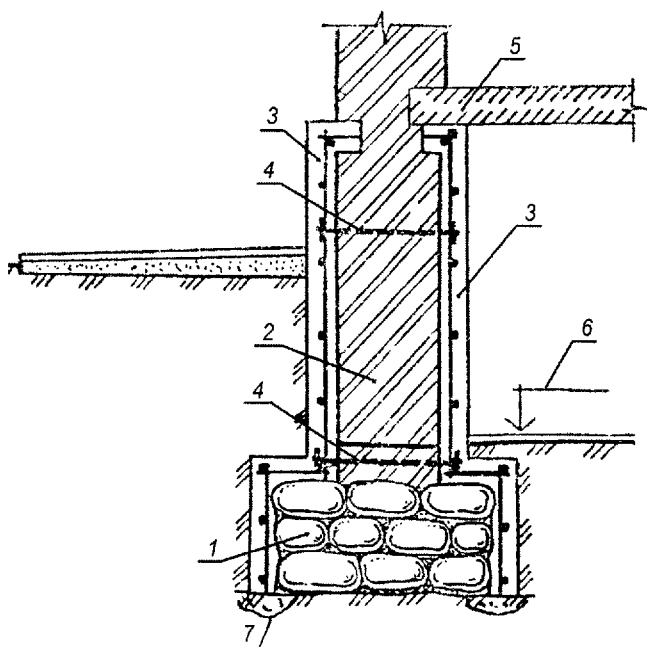


- 1 – усиливаемый столбчатый фундамент;
- 2 – опорная рама из монолитного железобетона, устраиваемая по периметру существующей подошвы фундамента;
- 3 – арматура усиления;
- 4 – сколы по периметру подошвы усиливаемого фундамента;
- 5 – железобетонная колонна;
- 6 – зоны уплотненного грунта.

Продолжение табл. 7.2

<i>Повреждения, дефекты и причины их появления. Область применения способа</i>	<i>Литература для углубленного изучения способа</i>
Повреждения, дефекты: Недостаточные размеры опорной площади подошвы фундаментов. Причины появления: 1. Ослабление грунтов оснований (избыточное замачивание, промораживание—оттаивание и др.); 2. Перегрузка фундаментов (реконструкция или капитальный ремонт здания, замена грузоподъемных кранов, технологического оборудования и др.). Область применения способа: Без ограничений.	<i>Мальганов А.И., Плевков В.С., Полищук А.И.</i> Восстановление и усиление строительных конструкций аварийных и реконструируемых зданий. — Томск: Изд-во Том. ун-та, 1992. — 456 с. <i>Коновалов П.А.</i> Основания и фундаменты реконструируемых зданий. — 4-е изд., перераб. и доп. — М.: ВНИИ НТПИ, 2000. — 318 с. <i>Проектирование фундаментов зданий и подземных сооружений:</i> Учебное пособие / Б.И. Далматов, В.Н. Бронин, А.В. Голли и др. / Под ред. Б.И. Далматова. — 2-е изд. — М.: Изд-во АСВ, СПб.: СПбГАСУ, 2001. — 440 с. <i>Рекомендации по проектированию и устройству оснований, фундаментов и подземных сооружений при реконструкции гражданских зданий и исторической застройки</i> / В.А. Ильичев, Б.В. Бахолдин, А.А. Григорян, П.А. Коновалов и др. — М.: ГУП «Управление экономических исследований, информации и координации проектных работ» (ГУП «НИАЦ») Москомархитектуры, 1998. — 90 с. <i>Землянский А.А.</i> Обследование и испытание зданий и сооружений: Учебное пособие. — М.: Изд-во АСВ, 2001. — 240 с. <i>Полищук А.И.</i> Назначение расчетного грунта основания при проектировании фундаментов реконструируемых зданий // Основания, фундаменты и механика грунтов. — 2000. — №3. — С. 6–10.

Номер схемы	Схема увеличения несущей способности фундаментов
8	УСТРОЙСТВО ЖЕЛЕЗОБЕТОННОЙ ОБОЙМЫ ДЛЯ ЛЕНТОЧНОГО БУТОВОГО ИЛИ КИРПИЧНОГО ФУНДАМЕНТА

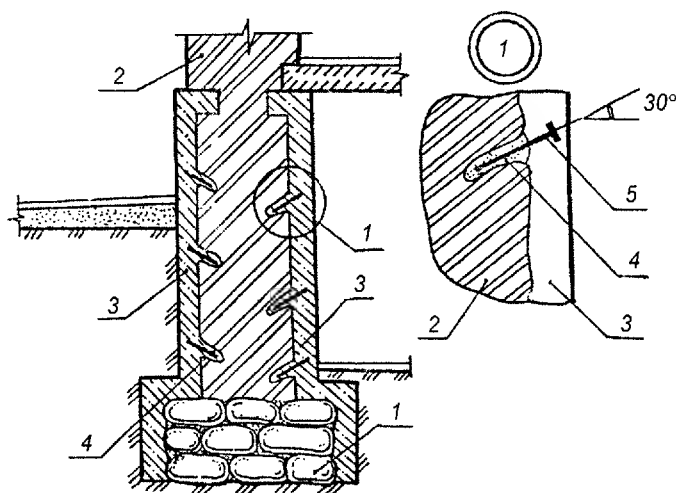


- 1 – усиливаемый бутовый фундамент;
- 2 – усиливаемая кирпичная стена;
- 3 – железобетонная обойма;
- 4 – анкера;
- 5 – надподвальное перекрытие;
- 6 – отметка пола подвала;
- 7 – зона обжатого грунта основания.

Продолжение табл. 7.2

<i>Повреждения, дефекты и причины их появления. Область применения способа</i>	<i>Литература для углубленного изучения способа</i>
Повреждения, дефекты: Разрушения боковых поверхностей фундаментов. Причины появления: 1. Механическое повреждение стен и фундаментов; 2. Воздействия агрессивной среды на боковые поверхности; 3. Периодические длительные нарушения тепло-влажностного режима в помещениях подвала. Область применения способа: Без ограничений.	Мальганов А.И., Плевков В.С., Полищук А.И. Восстановление и усиление строительных конструкций аварийных и реконструируемых зданий. – Томск: Изд-во Том. ун-та, 1992. – 456 с. Коновалов П.А. Основания и фундаменты реконструируемых зданий. – 4-е изд., перераб. и доп. – М.: ВНИИ НТПИ, 2000. – 318 с. Абелев М.Ю. Строительство промышленных и гражданских сооружений на слабых водонасыщенных грунтах. – М.: Стройиздат, 1983. – 248 с. Ройтман А.Г. Предупреждение аварий зданий. – М.: Стройиздат, 1990. – 240 с. Основания, фундаменты и подземные сооружения. Московские городские строительные нормы: МГСН 2.07-97 / В.А. Ильичев, П.А. Коновалов, В.П. Петрухин и др. – М.: 1998. – 136 с. Гендель Э.М. Инженерные работы при реставрации памятников архитектуры. – М.: Стройиздат, 1980. – 199 с. Улицкий В.М., Пронев Л.К. Усиление оснований и фундаментов реконструируемых зданий: Текст лекций для студентов специальности 2903 – ПГС. – СПб.: СПб. инж.-строит. ин-т, 1993. – 32 с.

Номер схемы	Схема увеличения несущей способности фундаментов
9	УСТРОЙСТВО ОБОЙМЫ ИЗ ФИБРОБЕТОНА

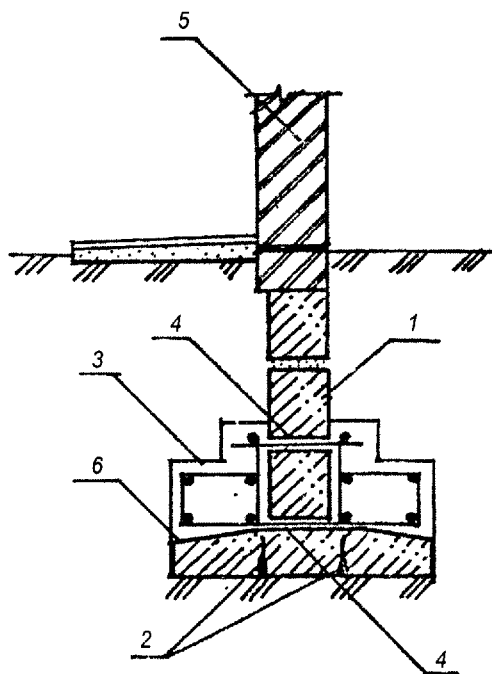


- 1 – существующий фундамент;
- 2 – кирпичная стена подвала;
- 3 – обойма из фибробетона;
- 4 – отверстия диаметром 20–30 мм и глубиной до 250 мм;
- 5 – металлические анкеры из арматуры периодического профиля, устанавливаемые на эпоксидном клее либо цементно-песчаном растворе.

Продолжение табл. 7.2

<i>Повреждения, дефекты и причины их появления. Область применения способа</i>	<i>Литература для углубленного изучения способа</i>
Повреждения, дефекты: Разрушение боковых поверхностей фундаментов. Причины появления: 1. Механическое повреждение стен и фундаментов; 2. Воздействие агрессивной среды на боковые поверхности; 3. Периодическое длительное нарушение тепло-влажностного режима в помещениях подвала. Область применения способа: Без ограничений.	Мальганов А.И., Плевков В.С., Полищук А.И. Восстановление и усиление строительных конструкций аварийных и реконструируемых зданий. – Томск: Изд-во Том. ун-та, 1992. – 456 с. Коновалов П.А. Основания и фундаменты реконструируемых зданий. – 4-е изд., перераб. и доп. – М.: ВНИИ НТПИ, 2000. – 318 с. Абелев М.Ю. Строительство промышленных и гражданских сооружений на слабых водонасыщенных грунтах. – М.: Стройиздат, 1983. – 248 с. Ройтман А.Г. Предупреждение аварий зданий. – М.: Стройиздат, 1990. – 240 с. Основания, фундаменты и подземные сооружения. Московские городские строительные нормы: МГСН 2.07-97 / В.А. Ильичев, П.А. Коновалов, В.П. Петрухин и др. – М.: 1998. – 136 с. Гендель Э.М. Инженерные работы при реставрации памятников архитектуры. – М.: Стройиздат, 1980. – 199 с. Улицкий В.М., Пронев Л.К. Усиление оснований и фундаментов реконструируемых зданий: Текст лекций для студентов специальности 2903 – ПГС. – СПб.: СПб. инж.-строит. ин-т, 1993. – 32 с.

Номер схемы	Схема увеличения несущей способности фундаментов
10	УСТРОЙСТВО ПРОДОЛЬНЫХ БАЛОК (НАРАЩИВАНИЕ) НА СТУПЕНЯХ СБОРНОГО ЛЕНТОЧНОГО ФУНДАМЕНТА

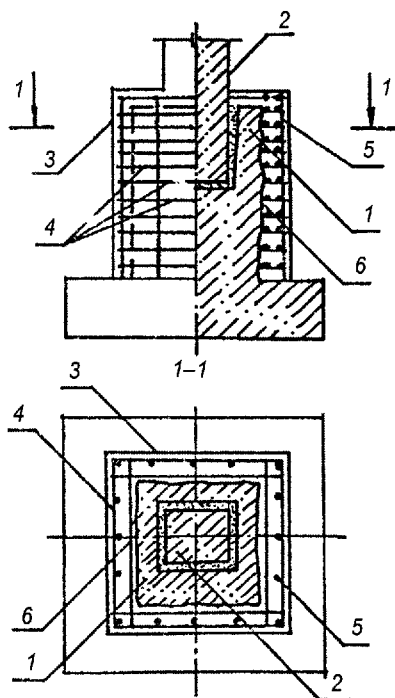


- 1 – усиливаемый фундамент;
- 2 – трещины в плитной части фундамента;
- 3 – железобетонное наращивание;
- 4 – отверстия в швах между блоками для установки рабочей арматуры (заполняется жидким цементным раствором);
- 5 – кирпичная кладка;
- 6 – поверхность, подготовленная к бетонированию.

Продолжение табл. 7.2

<i>Повреждения, дефекты и причины их появления. Область применения способа</i>	<i>Литература для углубленного изучения способа</i>
Повреждения, дефекты: Трещины в плитной части фундаментов. Причины появления: 1. Перегрузка фундаментов (реконструкция или капитальный ремонт зданий, замена технологического оборудования и др.); 2. Недостаточная площадь сечения рабочей арматуры. Область применения способа: Без ограничений.	Мальганов А.И., Плевков В.С., Полищук А.И. Восстановление и усиление строительных конструкций аварийных и реконструируемых зданий. – Томск: Изд-во Том. ун-та, 1992. – 456 с. Основания и фундаменты: Справочник / Г.И. Швецов, И.В. Носков, А.Д. Слободян, Г.С. Госькова / Под ред. Г.И. Швецова. – М.: Высш. шк., 1991. – 383 с. Полищук А.И., Лобанов А.А. Оценка загрузки оснований фундаментов реконструируемых зданий с использованием персональных ЭВМ. – Томск: Изд-во Том. ун-та, 1996. – 136 с. Основания и фундаменты. Учебник для строительных вузов. Краткий курс / Н.А. Цытович, В.Г. Березанцев, Б.И. Далматов, М.Ю. Абелев / Под ред. Н.А. Цытовича, – М.: Высш. шк. 1970. – 382 с. Проектирование фундаментов зданий и подземных сооружений: Учебное пособие / Б.И. Далматов, В.Н. Бронин, А.В. Голли и др. / Под ред. Б.И. Далматова; 2-е изд. – М.: Изд-во АСВ, СПб.: СПбГАСУ, 2001. – 440 с. Нечаев Н.В. Капитальный ремонт жилых зданий. – М.: Стройиздат, 1990. – 207 с.

Номер схемы	Схема увеличения несущей способности фундаментов
11	УСТРОЙСТВО ЖЕЛЕЗОБЕТОННОЙ ОБОЙМЫ ВОКРУГ ПОДКОЛОННИКА

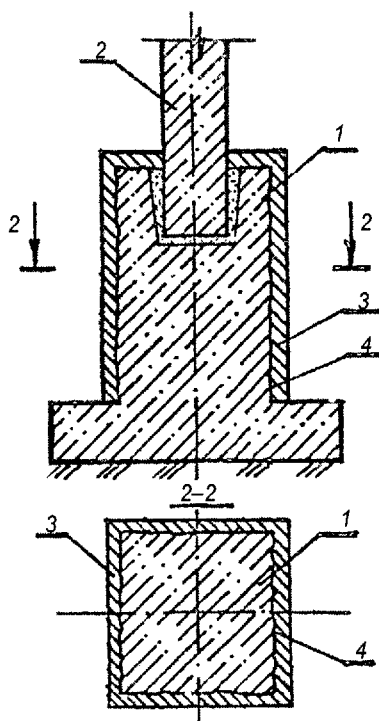


- | | |
|--|--|
| 1 – подколонная часть фундамента; | 4 – поперечные арматурные сетки обоймы; |
| 2 – колонна; | 5 – вертикальные арматурные стержни обоймы; |
| 3 – железобетонная обойма усиления подколонной части фундамента; | 6 – поверхность подколонника, подготовленная к бетонированию (зачистка и насечка). |

Продолжение табл. 7.2

<i>Повреждения, дефекты и причины их появления. Область применения способа</i>	<i>Литература для углубленного изучения способа</i>
Повреждения, дефекты: Разрушение стаканной части фундамента. Причины появления: 1. Изменение характера действия эксплуатационных нагрузок; 2. Воздействие агрессивной среды на стаканную часть фундаментов; 3. Длительное периодическое нарушение тепло-влажностного режима в здании. Область применения способа: Без ограничений.	Мальганов А.И., Плевков В.С., Полищук А.И. Восстановление и усиление строительных конструкций аварийных и реконструируемых зданий. – Томск: Изд-во Том. ун-та, 1992. – 456 с. Проектирование фундаментов зданий и подземных сооружений: Учебное пособие / Б.И. Далматов, В.Н. Бронин, А.В. Голли и др. / Под ред. Б.И. Далматова. – 2-е изд. – М: Изд-во АСВ, СПб.: СПбГАСУ, 2001. – 440 с. Пат. № 1787185 СССР, Е02Д27/48. Способ усиления стаканной части фундамента под колонну / В.С. Плевков, А.И. Полищук, А.И. Мальганов. – Заявлено 26.03.90. Зарегистрировано 7.01.93. Бюллетень №1. Методика обследования и проектирования оснований и фундаментов при капитальном ремонте, реконструкции и надстройке зданий / Н.Г. Смоленская, Р.Г. Комиссарчик, Б.Н. Ершов и др. – М.: АКХ им. К.Д. Памфилова, 1972. – 111 с. Швец В.Б., Феклин В.И. Гинзбург Л.К. Усиление и реконструкция фундаментов. – М.: Стройиздат, 1985. – 204 с.

Номер схемы	Схемаувеличения несущей способности фундаментов
12	УСТРОЙСТВО ОБОЙМЫ ИЗ ФИБРОБЕТОНА НА СТАКАННУЮ ЧАСТЬ ФУНДАМЕНТА



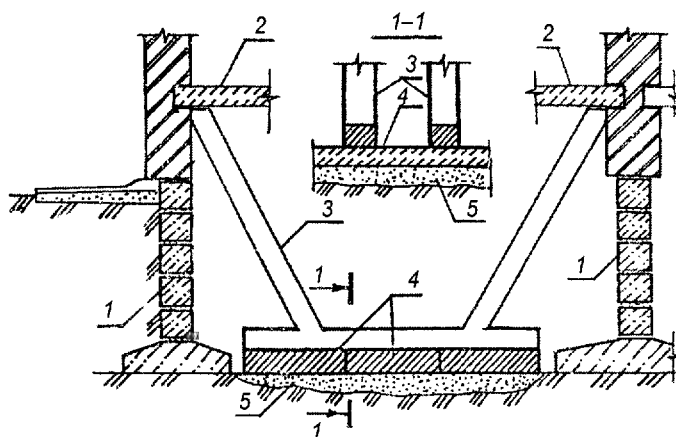
- 1 – усиливаемый железобетонный фундамент;
- 2 – железобетонная колонна;
- 3 – обойма из фибробетона;
- 4 – поверхность фундамента, подготовленная к бетонированию (насечка, зачистка).

Окончание табл. 7.2

<i>Повреждения, дефекты и причины их появления. Область применения способа</i>	<i>Литература для углубленного изучения способа</i>
Повреждения, дефекты: Разрушение стальной части фундамента. Причины появления: 1. Изменение характера действия эксплуатационных нагрузок; 2. Воздействие агрессивной среды на стальную часть фундамента; 3. Длительное периодическое нарушение тепло-влажностного режима в здании. Область применения способа: Без ограничений.	Мальганов А.И., Плевков В.С., Полищук А.И. Восстановление и усиление строительных конструкций аварийных и реконструируемых зданий. – Томск: Изд-во Том. ун-та, 1992. – 456 с. <i>Проектирование фундаментов зданий и подземных сооружений: Учебное пособие / Б.И. Далматов, В.Н. Бронин, А.В. Голли и др. / Под ред. Б.И. Далматова. – 2-е изд. – М: Изд-во АСВ, СПб.: СПбГАСУ, 2001. – 440 с.</i> <i>Пат. №1787185 СССР, Е02Д27/48. Способ усиления стальной части фундамента под колонну / В.С. Плевков, А.И. Полищук, А.И. Мальганов. – Заявлено 26.03.90. Зарегистрировано 7.01.93. Бюллетень № 1.</i> <i>Методика обследования и проектирования оснований и фундаментов при капитальном ремонте, реконструкции и надстройке зданий / Н.Г. Смоленская, Р.Г. Комиссарчик, Б.Н. Ершов и др. – М.: АКХ им. К.Д. Памфилова, 1972. – 111 с.</i> Швец В.Б., Феклин В.И., Гинзбург Л.К. Усиление и реконструкция фундаментов. – М.: Стройиздат, 1985. – 204 с.

Способы увеличения несущей способности фундаментов

Номер схемы	Схема увеличения несущей способности фундаментов
1	УСТАНОВКА РАМНЫХ КОНСТРУКЦИЙ



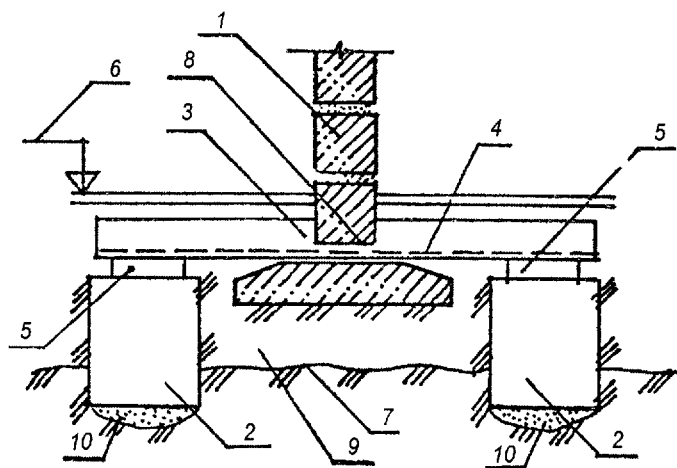
- 1 – усиливаемые фундаменты;
- 2 – плита перекрытия;
- 3 – опорная рамная конструкция из железобетона или металла;
- 4 – дополнительный фундамент из сборных плит;
- 5 – зона уплотненного грунта.

Таблица 7.3

(с изменением их схемы работы)

<i>Повреждения, дефекты и причины их появления. Область применения способа</i>	<i>Литература для углубленного изучения способа</i>
Повреждения, дефекты: Деформация основания, недостаточные размеры опорной площади фундаментов. Причины появления: 1. Перегрузка фундаментов (реконструкция или капитальный ремонт здания, замена технологического оборудования и др.); 2. Ослабление грунтов оснований (избыточное замачивание, промораживание—оттаивание и др.). Область применения способа: При удовлетворительном техническом состоянии перекрытий и стен подвала здания.	Коновалов П.А. Основания и фундаменты реконструируемых зданий. – 4-е изд., перераб. и доп. – М: ВНИИ НТПИ, 2000. – 318 с. Мальганов А.И., Плевков В.С., Полищук А.И. Усиление железобетонных и каменных конструкций зданий и сооружений. Атлас схем и чертежей. – Томск: Изд-во Том. ун-та, 1989. – 91 с. Егоров А.И. Усиление фундаментов в процессе реконструкции зданий и сооружений. Обзорная информация. – М.: ВНИИ НТПИ, 1991. – 66 с. Проектирование фундаментов зданий и подземных сооружений: Учебное пособие / Б.И. Далматов, В.Н. Бронин, А.В. Голли и др. / Под ред. Б.И. Далматова. – 2-е изд. – М.: Изд-во АСВ, СПб.: СПбГАСУ, 2001. – 440 с. Швец В.Б., Феклин В.И., Гинзбург Л.К. Усиление и реконструкция фундаментов. – М.: Стройиздат, 1985. – 204 с.

Номер схемы	Схема увеличения несущей способности фундаментов
2	ПОДВЕДЕНИЕ РАЗГРУЖАЮЩИХ ЭЛЕМЕНТОВ ДЛЯ ПЕРЕДАЧИ ЧАСТИ НАГРУЗКИ ОТ СТЕНЫ НА ПРОЧНЫЙ СЛОЙ ОСНОВАНИЯ

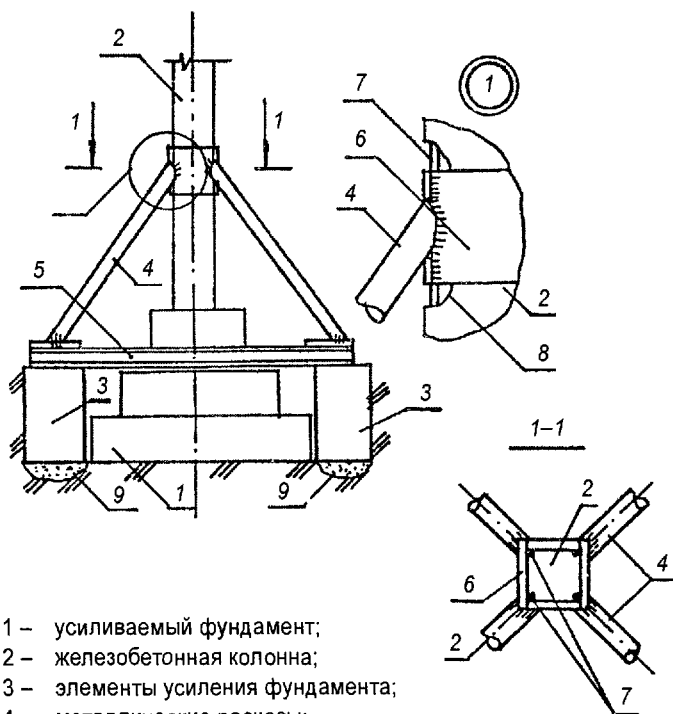


- 1 – сборный ленточный фундамент;
- 2 – дополнительные опоры-фундаменты;
- 3 – монолитные железобетонные балки усиления;
- 4 – рабочая арматура балок;
- 5 – подкладки;
- 6 – отметка пола подвала;
- 7 – слой грунта с наибольшей несущей способностью;
- 8 – отверстие между фундаментными блоками для пропуска рабочей арматуры балок;
- 9 – слой слабого грунта;
- 10 – зоны уплотненного грунта.

Продолжение табл. 7.3

<i>Повреждения, дефекты и причины их появления. Область применения способа</i>	<i>Литература для углубленного изучения способа</i>
Повреждения, дефекты: Деформации основания, недостаточные размеры опорной площади фундаментов. Причины появления: 1. Перегрузка оснований и фундаментов (реконструкция или капитальный ремонт здания, замена технологического оборудования и др.); 2. Ослабление грунтов оснований (избыточное замачивание, промораживание–оттаивание и др.). Область применения способа: При наличии в основании фундаментов прочного подстилающего слоя на глубине 0,5–1,5 м от подошвы.	Коновалов П.А. Основания и фундаменты реконструируемых зданий. – 4-е изд., перераб. и доп. – М.: ВНИИ НТПИ, 2000. – 318 с. Мальганов А.И., Плевков В.С., Полищук А.И. Усиление железобетонных и каменных конструкций зданий и сооружений. Атлас схем и чертежей. – Томск: Изд-во Том. ун-та, 1989. – 91 с. Швец В.Б., Феклин В.И., Гинзбург Л.К. Усиление и реконструкция фундаментов. – М.: Стройиздат, 1985. – 204 с. Улицкий В.М., Шашкин А.Г. Геотехническое сопровождение реконструкции городов (обследование, расчеты, ведение работ, мониторинг). – М.: Изд-во АСВ, 1999. – 327 с. Отказы в геотехнике. Сборник статей / Под. ред. Э.И. Мулюкова и др. – Уфа, 1995. – 190 с.

Номер схемы	Схема увеличения несущей способности фундаментов
3	УСТАНОВКА РАСКОСОВ ДЛЯ ПЕРЕДАЧИ ЧАСТИ НАГРУЗКИ ОТ КОЛОННЫ НА ОСНОВАНИЕ

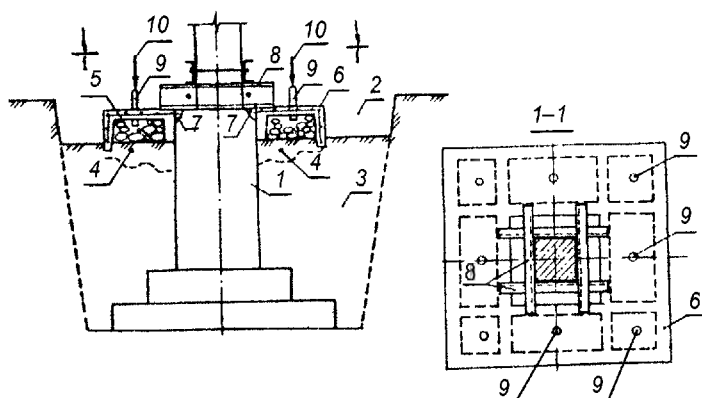


- 1 – усиливаемый фундамент;
- 2 – железобетонная колонна;
- 3 – элементы усиления фундамента;
- 4 – металлические раскосы;
- 5 – металлическая балка;
- 6 – металлическая обойма, приваренная к арматуре колонны;
- 7 – арматура колонны;
- 8 – оголенный от защитного слоя участок колонны;
- 9 – зоны уплотненного грунта.

Продолжение табл. 7.3

<i>Повреждения, дефекты и причины их появления. Область применения способа</i>	<i>Литература для углубленного изучения способа</i>
Повреждения, дефекты: Недостаточные размеры опорной площади и снижение прочности бетона фундаментов. Причины появления: 1. Перегрузка оснований фундаментов (реконструкция или капитальный ремонт здания, замена технологического оборудования и др.); 2. Ослабление грунтов оснований (избыточное замачивание, промораживание–оттаивание и др.). Область применения способа: Без ограничений.	Мальганов А.И., Плевков В.С., Полищук А.И. Восстановление и усиление строительных конструкций аварийных и реконструируемых зданий. – Томск: Изд-во Том. ун-та, 1992. – 456 с. Основания, фундаменты и подземные сооружения. Справочник проектировщика / М.И. Горбунов-Посадов, В.А. Ильичев, В.И. Кругов и др. / Под общ. ред. Е.А. Сорочана и Ю.Г. Трофименкова. – М.: Стройиздат, 1985. – 480 с. Механика грунтов, основания и фундаменты: Учеб. пособие для строительных специальностей вузов / С.Б. Ухов, В.В. Семенов, В.В. Знаменский и др. / Под ред. С.Б. Ухова. – 2-е изд., перераб. и доп. – М.: Высш. шк., 2002. – 566 с. Основания и фундаменты: Справочник / Г.И. Швецов, И.В. Носков, А.Д. Слободян, Г.С. Госькова / Под ред. Г.И. Швецова. – М.: Высш. шк., 1991. – 383 с. Полищук А.И., Лобанов А.А. Оценка загрузки оснований фундаментов реконструируемых зданий с использованием персональных ЭВМ. – Томск: Изд-во Том. ун-та, 1996. – 136 с.

Номер схемы	Схема увеличения несущей способности фундаментов
4	УСТРОЙСТВО ЖЕЛЕЗОБЕТОННОЙ ПЛИТЫ С НАГНЕТАНИЕМ РАСТВОРА В ОСНОВАНИЕ (А.с. СССР №1222761)

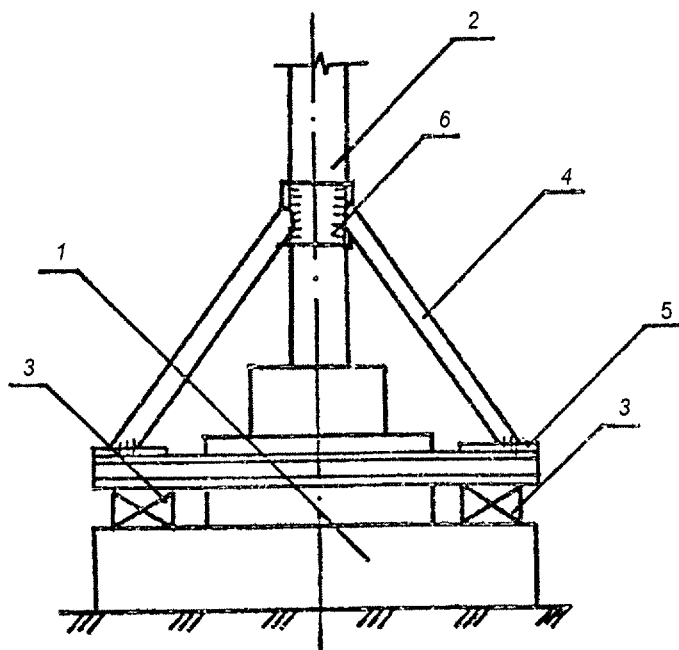


- 1 – верхняя часть усиливаемого фундамента;
- 2 – вскрываемый пазух фундамента;
- 3 – насыпной грунт;
- 4 – слой сыпучего материала из мелких фракций лещадной формы, являющийся заполнителем бетона;
- 5 – слой сыпучего материала из крупных фракций, являющийся заполнителем бетона;
- 6 – железобетонная ребристая плита;
- 7 – арматура плиты, привариваемая к оголенной арматуре фундамента;
- 8 – металлическая обойма;
- 9 – металлические трубы с резьбой для соединения со шлангами растворонасоса;
- 10 – цементно-песчаный раствор, нагнетаемый под давлением в основание плиты.

Продолжение табл. 7.3

<i>Повреждения, дефекты и причины их появления. Область применения способа</i>	<i>Литература для углубленного изучения способа</i>
Повреждения, дефекты: Недостаточные размеры опорной площади и снижение прочности бетона фундаментов. Причины появления: 1. Перегрузка оснований и фундаментов (реконструкция или капитальный ремонт здания, замена технологического оборудования и др.); 2. Ослабление грунтов оснований (избыточное замачивание, промораживание—оттаивание и др.). Область применения способа: Без ограничений.	<i>Проектирование фундаментов зданий и подземных сооружений: Учебное пособие / Б.И. Далматов, В.Н. Бронин, А.В. Голли и др. / Под ред. Б.И. Далматова; 2-е изд. — М.: Изд-во АСВ, СПб.: СПбАСУ, 2001. — 440 с.</i> <i>Мальганов А.И., Плевков В.С., Полищук А.И. Усиление железобетонных и каменных конструкций зданий и сооружений. Атлас схем и чертежей. — Томск: Изд-во Том. ун-та, 1989. — 91 с.</i> <i>Швец В.Б., Феклин В.И. Гинзбург Л.К. Усиление и реконструкция фундаментов. — М.: Стройиздат, 1985. — 204 с.</i> <i>Отказы в геотехнике. Сборник статей / Под ред. Э.И. Мулюкова и др. — Уфа, 1995. — 190 с.</i> <i>Основания, фундаменты и подземные сооружения. Справочник проектировщика / М.И. Горбунов-Посадов, В.А. Ильичев, В.И. Крутов и др. / Под общ. ред. Е.А. Сорочана и Ю.Г. Трофименкова. — М.: Стройиздат, 1985. — 480 с.</i> <i>Землянский А.А. Обследование и испытание зданий и сооружений: Учебное пособие. — М.: Изд-во АСВ, 2001. — 240 с.</i>

Номер схемы	Схема увеличения несущей способности фундаментов
5	УСТАНОВКА РАСКОСОВ ДЛЯ ПЕРЕДАЧИ ЧАСТИ НАГРУЗКИ ОТ КОЛОННЫ НА ОБРЕЗ ФУНДАМЕНТА

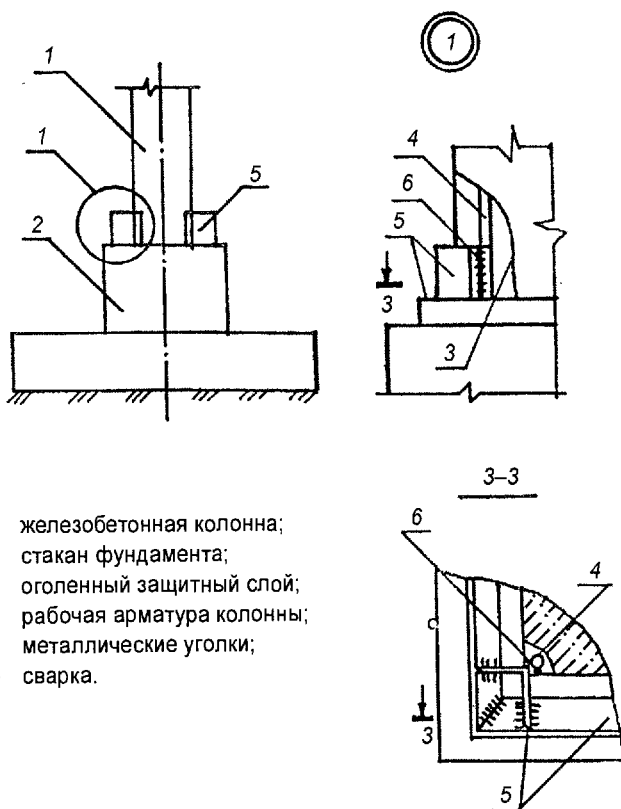


- 1 – усиливаемый фундамент;
- 2 – железобетонная колонна;
- 3 – подкладки, устанавливаемые на обрез фундамента;
- 4 – металлические раскосы;
- 5 – металлические балки, монтируемые по периметру фундамента;
- 6 – металлическая обойма, приваренная к арматуре колонны.

Продолжение табл. 7.3

<i>Повреждения, дефекты и причины их появления. Область применения способа</i>	<i>Литература для углубленного изучения способа</i>
Повреждения, дефекты: Разрушение стальной части фундаментов. Причины появления: 1. Изменение характера действия эксплуатационных нагрузок; 2. Воздействие агрессивной среды на стальную часть фундаментов; 3. Длительное периодическое нарушение тепло-влажностного режима в здании. Область применения способа: При удовлетворительном состоянии плитной части фундаментов.	Коновалов П.А. Основания и фундаменты реконструируемых зданий. – 4-е изд., перераб. и доп. – М.: ВНИИ НТПИ, 2000. – 318 с. Бондаренко С.В., Санжаровский Р.С. Усиление железобетонных конструкций при реконструкции зданий. – М.: Стройиздат, 1990. – 352 с. Мальганов А.И., Плевков В.С., Полищук А.И. Восстановление и усиление строительных конструкций аварийных и реконструируемых зданий. – Томск: Изд-во Том. ун-та, 1992. – 456 с. Железобетонные и каменные конструкции: Учебник для строительных специальностей вузов / В.М. Бондаренко, Р.О. Бакиров, В.Г. Назаренко, В.И. Римшин / Под ред. В.М. Бондаренко. – 2-е изд., перераб. и доп. – М.: Высш. шк., 2002. – 878 с.

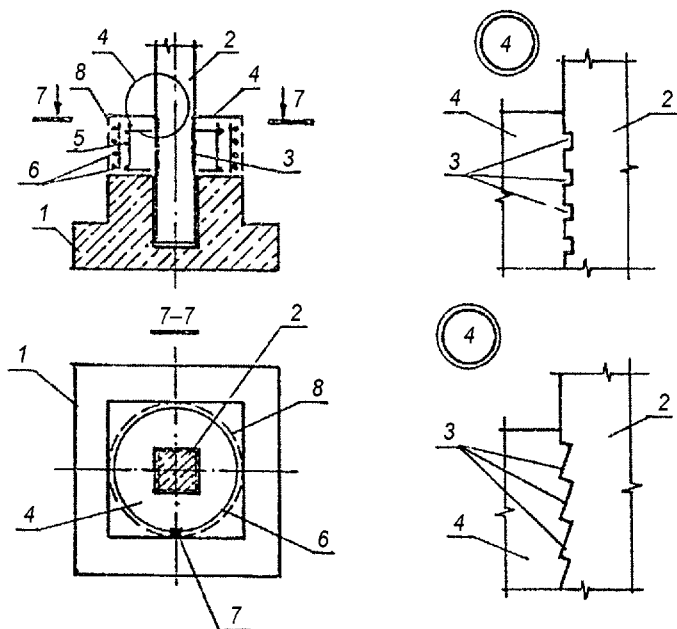
Номер схемы	Схема увеличения несущей способности фундаментов
6	УСТАНОВКА МЕТАЛЛИЧЕСКИХ УГОЛКОВ ДЛЯ ПЕРЕДАЧИ ЧАСТИ НАГРУЗКИ ОТ КОЛОННЫ НА СТЕНКИ СТАКАНА ФУНДАМЕНТА



Продолжение табл. 7.3

<i>Повреждения, дефекты и причины их появления. Область применения способа</i>	<i>Литература для углубленного изучения способа</i>
Повреждения, дефекты: Разрушение узла сопряжения колонны со стаканом фундамента. Причины появления: 1. Промораживание–оттаивание бетона в узле сопряжения колонны со стаканом фундамента; 2. Повышение нагрузок на фундаменты. Область применения способа: При удовлетворительном состоянии стаканной части фундамента.	Коновалов П.А. Основания и фундаменты реконструируемых зданий. – 4-е изд., перераб. и доп. – М.: ВНИИ НТПИ, 2000. – 318 с. Бондаренко С.В., Санжаровский Р.С. Усиление железобетонных конструкций при реконструкции зданий. – М.: Стройиздат, 1990. – 352 с. Мальганов А.И., Плевков В.С., Полищук А.И. Восстановление и усиление строительных конструкций аварийных и реконструируемых зданий. – Томск: Изд-во Том. ун-та, 1992. – 456 с. Железобетонные и каменные конструкции. Учебник для строительных специальностей вузов / В.М. Бондаренко, Р.О. Бакиров, В.Г. Назаренко, В.И. Римшин / Под ред. В.М. Бондаренко. – 2-е изд., перераб. и доп. – М: Высш. шк., 2002. – 878 с. Основания, фундаменты и подземные сооружения. Справочник проектировщика / М.И. Горбунов-Посадов, В.А. Ильичев, В.И. Крутов и др. / Под общ. ред. Е.А. Сорочана и Ю.Г. Трофименкова. – М.: Стройиздат, 1985. – 480 с.

Номер схемы	Схема увеличения несущей способности фундаментов
7	УСТРОЙСТВО КРУГЛОЙ ОБОЙМЫ ВОКРУГ КОЛОННЫ

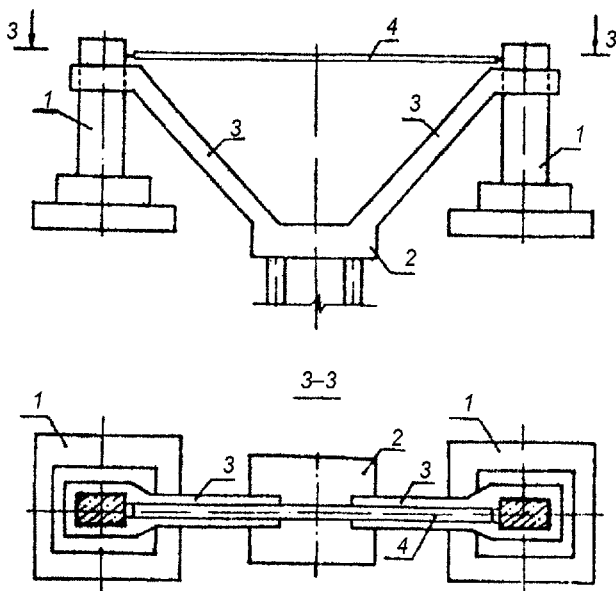


- 1 – усиливаемый фундамент (при продавливании колонной);
- 2 – железобетонная колонна;
- 3 – горизонтальные борозды в защитном слое бетона колонны;
- 4 – железобетонная обойма;
- 5 – арматурный каркас обоймы;
- 6 – предварительно напряженные кольцевые арматурные стержни, устанавливаемые после бетонирования обоймы;
- 7 – муфта для натяжения;
- 8 – защитный слой (бетон, плотная штукатурка и др.).

Продолжение табл. 7.3

<i>Повреждения, дефекты и причины их появления. Область применения способа</i>	<i>Литература для углубленного изучения способа</i>
Повреждения, дефекты: Разрушение узла сопряжения колонны со стаканом; продавливание дна стакана фундамента. Причины появления: 1. Перегрузка фундамента; 2. Воздействие агрессивной среды на фундамент и колонну здания; 3. Промораживание-оттаивание бетона в узле сопряжения колонны со стаканом фундамента. Область применения способа: При удовлетворительном состоянии стакана фундамента.	Коновалов П.А. Основания и фундаменты реконструируемых зданий. – 4-е изд., перераб. и доп. – М.: ВНИИ НТПИ, 2000. – 318 с. Бондаренко СВ., Санжаровский Р.С. Усиление железобетонных конструкций при реконструкции зданий. – М.: Стройиздат, 1990. – 352 с. Мальганов А.И., Плевков В.С., Полищук А.И. Восстановление и усиление строительных конструкций аварийных и реконструируемых зданий. – Томск: Изд-во Том. ун-та, 1992. – 456 с. Железобетонные и каменные конструкции: Учебник для строительных специальностей вузов / В.М. Бондаренко, Р.О. Бакиров, В.Г. Назаренко, В.И. Римшин / Под ред. В.М. Бондаренко. – 2-е изд., перераб. и доп. – М.: Высш. шк., 2002. – 878 с. Основания, фундаменты и подземные сооружения. Справочник проектировщика / М.И. Горбунов-Посадов, В.А. Ильичев, В.И. Крутов и др. / Под общ. ред. Е.А. Сорочана и Ю.Г. Трофименкова. – М.: Стройиздат, 1985. – 480 с. Проектирование фундаментов зданий и подземных сооружений: Учебное пособие / Б.И. Далматов, В.Н. Бронин, А.В. Голли и др. / Под ред. Б.И. Далматова. – 2-е изд. – М.: Изд-во АСВ, СПб.: СПбГАСУ, 2001. – 440 с.

Номер схемы	Схема увеличения несущей способности фундаментов
8	ПОДВЕДЕНИЕ ДОПОЛНИТЕЛЬНОГО ФУНДАМЕНТА (А.с. СССР №1456507)

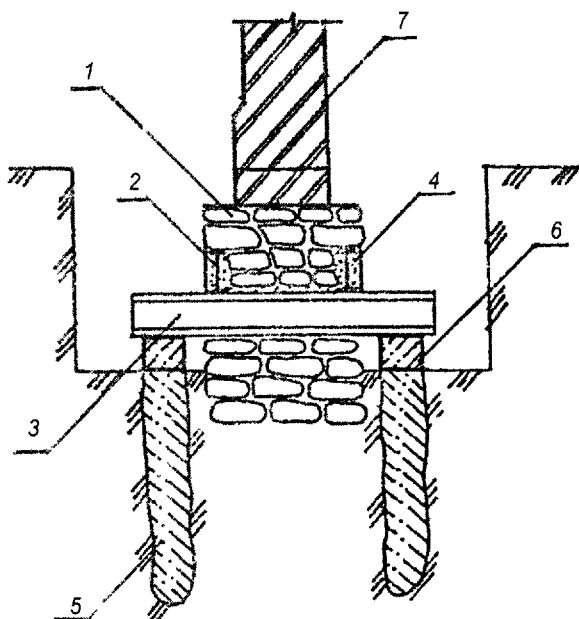


- 1 – усиливаемые фундаменты;
- 2 – дополнительный фундамент (например, сваи с ростверком);
- 3 – наклонные элементы-распорки, передающие нагрузку от усиливаемого фундамента на фундамент дополнительный (жестко заделанный в ростверк и жестко закрепленный на усиливаемом фундаменте с помощью обойм);
- 4 – горизонтальный элемент, воспринимающий растягивающие усилия (шарнирно соединенный с усиливаемыми фундаментами).

Продолжение табл. 7.3

<i>Повреждения, дефекты и причины их появления. Область применения способа</i>	<i>Литература для углубленного изучения способа</i>
Повреждения, дефекты: Недостаточные размеры опорной площади фундаментов. Причины появления: 1. Перегрузка оснований и фундаментов (реконструкция здания, замена грузоподъемных кранов и технологического оборудования и др.); 2. Ослабление грунтов оснований (избыточное замачивание, промораживание–оттаивание и др.). Область применения способа: При наличии в основании существующих фундаментов прочных подстилающих слоев.	<i>Бондаренко С.В., Санжаровский Р.С.</i> Усиление железобетонных конструкций при реконструкции зданий. – М.: Стройиздат, 1990. – 352 с. <i>Мальганов А.И., Плевков В.С., Полищук А.И.</i> Восстановление и усиление строительных конструкций аварийных и реконструируемых зданий. – Томск: Изд-во Том. ун-та, 1992. – 456 с. <i>Бартоломей А.А.</i> Основы расчета ленточных свайных фундаментов по предельно допустимым осадкам. – М.: Стройиздат, 1982. – 223 с. <i>Коновалов П.А.</i> Основания и фундаменты реконструируемых зданий. – 4-е изд., перераб. и доп. – М.: ВНИИ НТПИ, 2000. – 318 с. <i>Железобетонные и каменные конструкции:</i> Учебник для строительных специальностей вузов / В.М. Бондаренко, Р.О. Бакиров, В.Г. Назаренко, В.И. Римшин / Под ред. В.М. Бондаренко. – 2-е изд., перераб. и доп. – М.: Высш. шк., 2002. – 878 с. <i>Улицкий В.М.</i> Геотехническое обоснование реконструкции зданий на слабых грунтах. – СПб: Изд-во СПбГА-СУ, 1995. – 146 с.

Номер схемы	Схема увеличения несущей способности фундаментов
9	ПЕРЕДАЧА НАГРУЗКИ ОТ СТЕНЫ НА НАБИВНЫЕ СВАИ

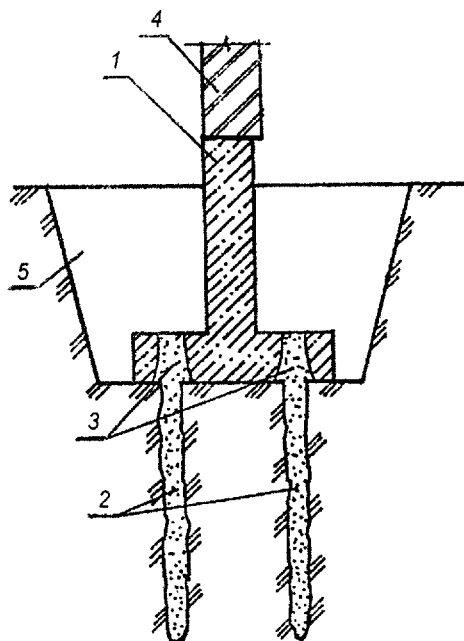


- 1 – усиливаемый фундамент;
- 2 – продольные металлические балки, устанавливаемые в пробитые борозды (штрабы);
- 3 – поперечные металлические балки;
- 4 – цементно-песчаный раствор;
- 5 – набивные сваи;
- 6 – железобетонная обвязка по сваям;
- 7 – кирпичная стена.

Продолжение табл. 7.3

<i>Повреждения, дефекты и причины их появления. Область применения способа</i>	<i>Литература для углубленного изучения способа</i>
Повреждения, дефекты: Недостаточные размеры опорной площади фундаментов, трещины в стенах здания. Причины появления: 1. Перегрузка оснований и фундаментов здания (реконструкция или капитальный ремонт здания, замена технологического оборудования и др.); 2. Ослабление грунтов оснований, неравномерные осадки фундаментов. Область применения способа: При удовлетворительном состоянии фундаментов и дополнительной части стен здания.	Мальганов А.И., Плевков В.С., Полищук А.И. Восстановление и усиление строительных конструкций аварийных и реконструируемых зданий. – Томск: Изд-во Том. ун-та, 1992. – 456 с. Коновалов П.А. Основания и фундаменты реконструируемых зданий. – 4-е изд., перераб. и доп. – М.: ВНИИ НТПИ, 2000. – 318 с. Основания, фундаменты и подземные сооружения. Справочник проектировщика / М.И. Горбунов-Посадов, В.А. Ильичев, В.И. Крутов и др. / Под общ. ред. Е.А. Сорочана и Ю.Г. Трофименкова. – М.: Стройиздат, 1985. – 480 с. Землянский А.А. Обследование и испытание зданий и сооружений: Учебное пособие. – М.: Изд-во АСВ, 2001. – 240 с. Основания, фундаменты и подземные сооружения. Московские городские строительные нормы: МГСН 2.07-97 / В.А. Ильичев П.А. Коновалов, В.П. Петрухин и др. – М.: 1998. – 136 с.

Номер схемы	Схема увеличения несущей способности фундаментов
10	ПЕРЕДАЧА НАГРУЗКИ ОТ СТЕНЫ НА БУРОИНЪЕКЦИОННЫЕ СВАИ

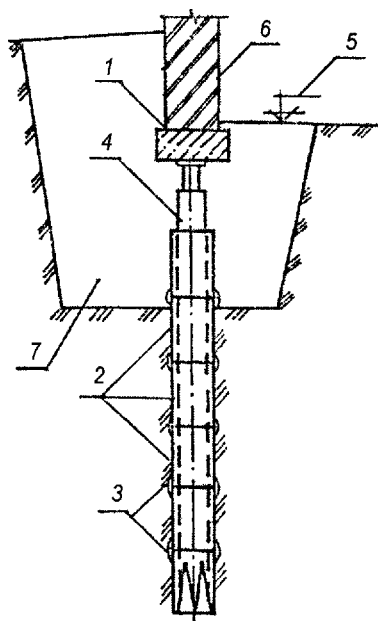


- 1 – усиливаемый ленточный фундамент;
- 2 – буроналивные (корневидные) сваи, устраиваемые через плитную часть усиливаемого фундамента;
- 3 – конусные отверстия в плитной части фундамента, устраиваемые после инъекции цементно-песчаного раствора;
- 4 – кирпичная стена;
- 5 – пазух, заполняемый грунтом после устройства стыка свай с плитной частью фундамента.

Продолжение табл. 7.3

<i>Повреждения, дефекты и причины их появления. Область применения способа</i>	<i>Литература для углубленного изучения способа</i>
Повреждения, дефекты: Недостаточные размеры опорной площади фундаментов, трещины в стенах здания. Причины появления: 1. Перегрузка оснований и фундаментов здания (реконструкция или капитальный ремонт здания, замена технологического оборудования и др.); 2. Ослабление грунтов оснований, неравномерные осадки фундаментов. Область применения способа: При удовлетворительном состоянии фундаментов и цокольной части стен здания.	Мальганов А.И., Плевков В.С., Полищук А.И. Восстановление и усиление строительных конструкций аварийных и реконструируемых зданий. – Томск: Изд-во Том. ун-та, 1992. – 456 с. Коновалов П.А. Основания и фундаменты реконструируемых зданий. – 4-е изд., перераб. и доп. – М.: ВНИИ НТПИ, 2000. – 318 с. Основания, фундаменты и подземные сооружения. Справочник проектировщика / М.И. Горбунов-Посадов, В.А. Ильичев, В.И. Крутов и др. / Под общ. ред. Е.А. Сорочана и Ю.Г. Трофименкова. – М.: Стройиздат, 1985. – 480 с. Землянский А.А. Обследование и испытание зданий и сооружений: Учебное пособие. – М.: Изд-во АСВ, 2001. – 240с. Основания, фундаменты и подземные сооружения. Московские городские строительные нормы: МГСН 2.07-97 / В.А. Ильичев, П.А. Коновалов, В.П. Петрухин и др. – М.: 1998. – 136 с.

Номер схемы	Схема увеличения несущей способности фундаментов
11	ВДАВЛИВАНИЕ СВАЙ ИЗ МЕТАЛЛИЧЕСКИХ ТРУБ ОТДЕЛЬНЫМИ ЗВЕНЬЯМИ

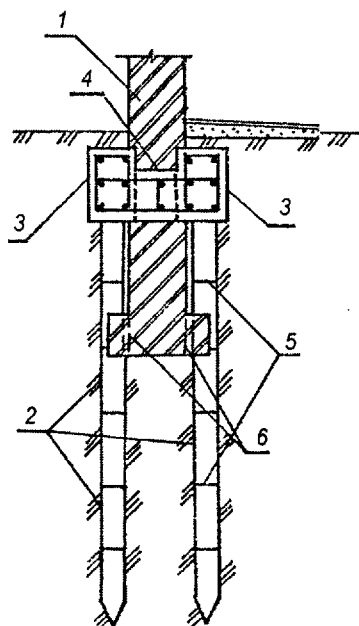


- 2 – звенья из металлических труб длиной 50 см;
- 3 – сварка;
- 4 – гидравлический домкрат;
- 5 – отметка пола подвала;
- 6 – кирпичная стена;
- 7 – пазух, заполняемый грунтом с уплотнением после вдавливания свай.

Продолжение табл. 7.3

<i>Повреждения, дефекты и причины их появления. Область применения способа</i>	<i>Литература для углубленного изучения способа</i>
Повреждения, дефекты: Трещины в стенах и фундаментах, прогибы-выгибы здания. Причины появления: 1. Перегрузка оснований и фундаментов зданий (реконструкция или капитальный ремонт здания, замена технологического оборудования и др.); 2. Ослабление грунтов оснований, значительные неравномерные осадки фундаментов. Область применения способа: При удовлетворительном состоянии плитной части фундамента (ростверка).	<i>Мальганов А.И., Плевков В.С., Полищук А.И.</i> Восстановление и усиление строительных конструкций аварийных и реконструируемых зданий. – Томск: Изд-во Том. ун-та, 1992. – 456 с. <i>Коновалов П.А.</i> Основания и фундаменты реконструируемых зданий. – 4-е изд., перераб. и доп. – М.: ВНИИ НТПИ, 2000. – 318 с. <i>Основания, фундаменты и подземные сооружения.</i> Справочник проектировщика / М.И. Горбунов-Посадов, В.А. Ильичев, В.И. Крутов и др. / Под общ. ред. Е.А. Сорочана и Ю.Г. Трофименкова. – М.: Стройиздат, 1985. – 480 с. <i>Инструкция по усилению фундаментов аварийных и реконструируемых зданий многосекционными сваями:</i> ВСН 16-84 Минпромстроя СССР / Э.И. Мулюков, Г.С. Колесник, А.Д. Назаров и др. – Уфа.: НИИпромстрой, 1984. – 49 с. <i>Ганичев И.А.</i> Устройство искусственных оснований и фундаментов. – 3-е изд., перераб. и доп. – М.: Стройиздат, 1981. – 543 с.

Номер схемы	Схема увеличения несущей способности фундаментов
12	ПЕРЕДАЧА НАГРУЗКИ ОТ СТЕНЫ НА СОСТАВНЫЕ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ СВАИ, ПОГРУЖАЕМЫЕ ВДАВЛИВАНИЕМ

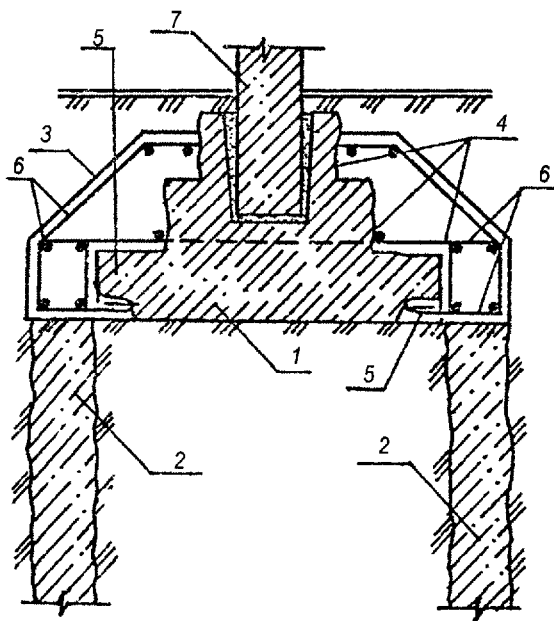


- 1 – усиливаемый фундамент;
- 2 – звенья составных железобетонных свай;
- 3 – железобетонные балки, устраиваемые вдоль стены здания;
- 4 – железобетонные монолитные перемычки, устраиваемые с шагом 1–1,5 м;
- 5 – стыки свай;
- 6 – сколотая поверхность фундаментной плиты.

Продолжение табл. 7.3

<i>Повреждения, дефекты и причины их появления. Область применения способа</i>	<i>Литература для углубленного изучения способа</i>
Повреждения, дефекты: Трещины в стенах и фундаментах, прогибы-выгибы здания. Причины появления: 1. Перегрузка оснований и фундаментов здания (реконструкция или капитальный ремонт здания, замена технологического оборудования и др.); 2. Ослабление грунтов оснований, значительные неравномерные осадки здания. Область применения способа: При удовлетворительном состоянии фундаментов здания.	Мальганов А.И., Плевков В.С., Полищук А.И. Восстановление и усиление строительных конструкций аварийных и реконструируемых зданий. – Томск: Изд-во Том. ун-та, 1992. – 456 с. Основания, фундаменты и подземные сооружения. Справочник проектировщика / М.И. Горбунов-Посадов, В.А. Ильичев, В.И. Крутов и др. / Под общ. ред. Е.А. Сорочана и Ю.Г. Трофименкова. – М.: Стройиздат, 1985. – 480 с. Инструкция по усилению фундаментов аварийных и реконструируемых зданий многосекционными сваями: ВСН 16-84 Минпромстроя СССР / Э.И. Мулюков, Г.С. Колесник, А.Д. Назаров и др. – Уфа.: НИИпромстрой, 1984. – 49 с. Ганичев И.А. Устройство искусственных оснований и фундаментов. – 3-е изд., перераб. и доп. – М.: Стройиздат, 1981. – 543 с. Рекомендации по расчету, проектированию и устройству свайных фундаментов нового типа в г. Москве / В.А. Ильичев, Л.Г. Мариупольский, Б.В. Бахолдин и др. – М.: ГУП «Управление экономических исследований, информации и координации проектных работ» (ГУП «НИАЦ») Москомархитектуры, 1997. – 92 с.

Номер схемы	Схема увеличения несущей способности фундаментов
13	ПЕРЕДАЧА НАГРУЗКИ ОТ ФУНДАМЕНТА НА БУРОНАБИВНЫЕ СВАИ

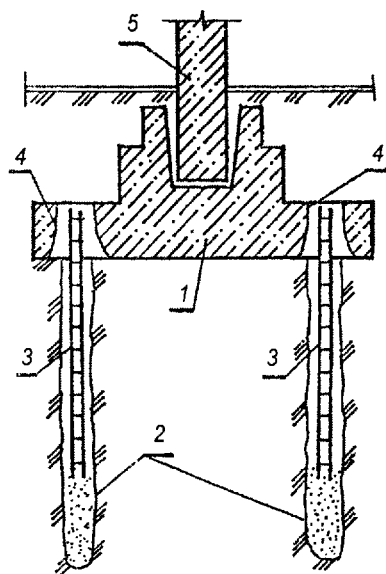


- 1 – усиливаемый фундамент;
- 2 – буронабивные сваи;
- 3 – железобетонная обойма;
- 4 – поверхность фундамента, подготовленная к бетонированию (насечка, сколы, зачистка);
- 5 – оголенная рабочая арматура существующего фундамента;
- 6 – арматура усиливаемого фундамента);
- 7 – железобетонная колонна.

Продолжение табл. 7.3

<i>Повреждения, дефекты и причины их появления. Область применения способа</i>	<i>Литература для углубленного изучения способа</i>
Повреждения, дефекты: Разрушение наружных поверхностей фундаментов, неравномерные деформации грунтов оснований. Причины появления: 1. Воздействие агрессивной среды на фундаменты; 2. Ослабление грунтов оснований (избыточное замачивание, промораживание-оттаивание и др.). Область применения способа: При наличии в основании фундаментов прочного подстилающего слоя.	Мальганов А.И., Плевков В.С., Полищук А.И. Восстановление и усиление строительных конструкций аварийных и реконструируемых зданий. – Томск: Изд-во Том. ун-та, 1992. – 456 с. Улицкий В.М., Алексеев С.И., Ломбас С.В. Использование современных технологий при реконструкции городских инженерных сетей. – СПб.: СПбООИ «Нева-Визит», 2001. – 41 с. Рекомендации по применению буринъекционных свай / Х.А. Джантимиров, Б.В. Бахолдин, А.В. Вронский и др. – М.: НИИОСП, 1984. – 49 с. Механика грунтов, основания и фундаменты: Учебное пособие для строительных специальностей вузов / С.Б. Ухов, В.В. Семенов, В.В. Знаменский и др. / Под ред. С.Б. Ухова. – 2-е изд., перераб. и доп. – М.: Высш. шк., 2002. – 566 с.

Номер схемы	Схема увеличения несущей способности фундаментов
14	ПЕРЕДАЧА НАГРУЗКИ ОТ ФУНДАМЕНТА НА БУРОИНЪЕКЦИОННЫЕ СВАИ

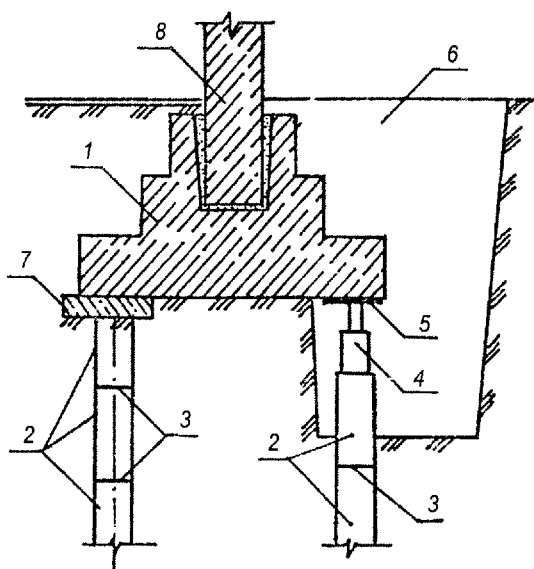


- 1 – усиливаемый столбчатый фундамент;
- 2 – буроинъекционные (корневидные) сваи диаметром 100–250 мм, устраиваемые через плитную часть усиливаемого фундамента;
- 3 – арматурные каркасы;
- 4 – конусные отверстия в плитной части фундамента, устраиваемые после установки арматурных каркасов и инъекции цементно-песчаного раствора;
- 5 – железобетонная колонна.

Продолжение табл. 7.3

<i>Повреждения, дефекты и причины их появления. Область применения способа</i>	<i>Литература для углубленного изучения способа</i>
Повреждения, дефекты: Неравномерные деформации оснований фундаментов. Причины появления: 1. Перегрузка фундаментов (реконструкция или капитальный ремонт здания, замена грузоподъемных кранов, технологического оборудования и др.); 2. Ослабление грунтов оснований (избыточное замачивание, промораживание-оттаивание и др.). Область применения способа: При удовлетворительном состоянии плитной части фундаментов.	Коновалов П.А. Основания и фундаменты реконструируемых зданий. – 4-е изд., перераб. и доп. – М: ВНИИ НТПИ, 2000. – 318 с. Мальганов А.И., Плевков В.С., Полищук А.И. Восстановление и усиление строительных конструкций аварийных и реконструируемых зданий. – Томск: Изд-во Том. ун-та, 1992. – 456 с. Улицкий В.М., Алексеев С.И., Ломбас С.В. Использование современных технологий при реконструкции городских инженерных сетей. – СПб.: СПбБООИ «Нева-Визит», 2001. – 41 с. Рекомендации по применению буринъекционных свай / Х.А. Джантимиров, Б.В. Бахолдин, А.В. Вронский и др. – М.: НИИОСП, 1984. – 49 с. Улицкий В.М., Шашкин А.Г. Геотехническое сопровождение реконструкции городов (обследование, расчеты, ведение работ, мониторинг). – М.: Изд-во АСВ, 1999. – 327 с.

Номер схемы	Схема увеличения несущей способности фундаментов
15	ПЕРЕДАЧА НАГРУЗКИ ОТ ФУНДАМЕНТА НА СОСТАВНЫЕ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ СВАИ, ПОГРУЖАЕМЫЕ ВДАВЛИВАНИЕМ

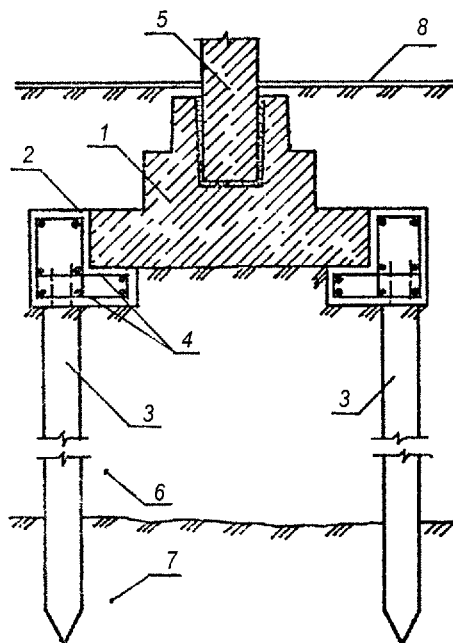


- 1 – усиливаемый столбчатый фундамент;
- 2 – звенья составных железобетонных свай;
- 3 – стыки свай;
- 4 – гидравлический домкрат;
- 5 – металлическая подкладка;
- 6 – шурф;
- 7 – монолитная железобетонная плита (устанавливаемая участками после задавливания свай);
- 8 – железобетонная колонна.

Продолжение табл. 7.3

<i>Повреждения, дефекты и причины их появления. Область применения способа</i>	<i>Литература для углубленного изучения способа</i>
Повреждения, дефекты: Неравномерные деформации оснований фундаментов. Причины появления: 1. Перегрузка фундаментов (реконструкция или капитальный ремонт здания, замена грузоподъемных кранов, технологического оборудования и др.); 2. Ослабление грунтов оснований (избыточное замачивание, промораживание-оттаивание и др.). Область применения способа: При удовлетворительном состоянии плитной части фундаментов.	Коновалов П.А. Основания и фундаменты реконструируемых зданий. – 4-е изд., перераб. и доп. – М: ВНИИ НТПИ, 2000. – 318 с. Мальганов А.И., Плевков В.С., Полищук А.И. Восстановление и усиление строительных конструкций аварийных и реконструируемых зданий. – Томск: Изд-во Том. ун-та, 1992. – 456 с. Основания, фундаменты и подземные сооружения. Справочник проектировщика / М.И. Горбунов-Посадов, В.А. Ильичев, В.И. Крутов и др. / Под общ. ред. Е.А. Сорочана и Ю.Г. Трофименкова. – М.: Стройиздат, 1985. – 480 с. Улицкий В.М., Шашкин А.Г. Геотехническое сопровождение реконструкции городов (обследование, расчеты, ведение работ, мониторинг). – М.: Изд-во АСВ, 1999. – 327 с. Проектирование фундаментов зданий и подземных сооружений: Учебное пособие / Б.И. Далматов, В.Н. Бронин, А.В. Голли и др. / Под ред. Б.И. Далматова. – 2-е изд. – М.: Изд-во АСВ, СПб.: СПбГАСУ, 2001. – 440 с.

Номер схемы	Схема увеличения несущей способности фундаментов
16	ПЕРЕДАЧА НАГРУЗКИ ОТ ФУНДАМЕНТА НА ЖЕЛЕЗО- БЕТОННЫЕ СВАИ, ПОГРУЖАЕМЫЕ ВДАВЛИВАНИЕМ

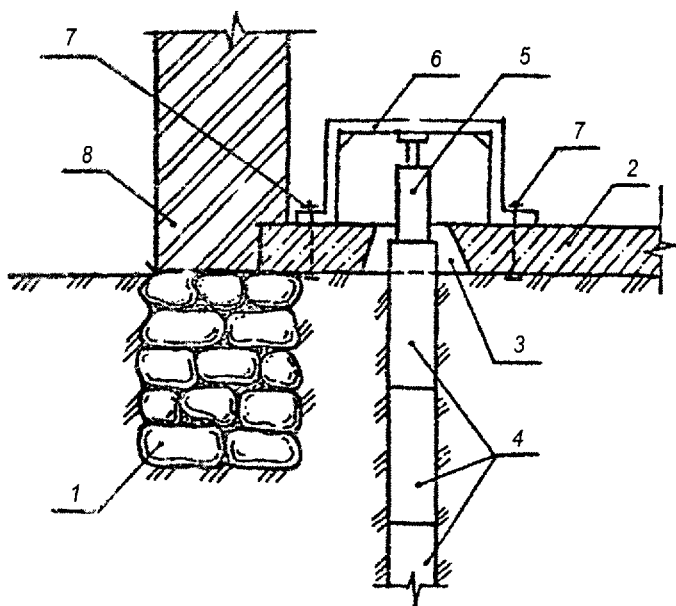


- 1 – усиливаемый фундамент;
- 2 – железобетонная обойма, устраиваемая по периметру фунда-
мента;
- 3 – сваи, погружаемые задавливанием с поверхности основания;
- 4 – арматура усиления;
- 5 – колонна;
- 6, 7 – соответственно слабый и прочный грунт;
- 8 – поверхность пола.

Продолжение табл. 7.3

<i>Повреждения, дефекты и причины их появления. Область применения способа</i>	<i>Литература для углубленного изучения способа</i>
Повреждения, дефекты:	
Неравномерные деформации оснований фундаментов.	<i>Коновалов П.А.</i> Основания и фундаменты реконструируемых зданий. – 4-е изд., перераб. и доп. – М.: ВНИИ НТПИ, 2000. – 318 с.
Причины появления:	
1. Перегрузка фундаментов (реконструкция или капитальный ремонт здания, замена технологического оборудования, грузо-подъемных кранов, и др.);	<i>Мальганов А.И., Плевков В.С., Полищук А.И.</i> Восстановление и усиление строительных конструкций аварийных и реконструируемых зданий. – Томск: Изд-во Том. ун-та, 1992. – 456 с.
2. Ослабление грунтов оснований (избыточное замачивание, промораживание-оттаивание и др.).	<i>Основания, фундаменты и подземные сооружения.</i> Справочник проектировщика / М.И. Горбунов-Посадов, В.А. Ильичев, В.И. Крутов и др. / Под общ. ред. Е.А. Сорочана и Ю.Г. Трофименкова. – М.: Стройиздат, 1985. – 480 с.
Область применения способа:	
При удовлетворительном состоянии плитной части фундаментов.	<i>Улицкий В.М., Шашкин А.Г.</i> Геотехнические сопровождение реконструкции городов (обследование, расчеты, ведение работ, мониторинг). – М.: Изд-во АСВ, 1999. – 327 с.
	<i>Свайные фундаменты и заглубленные сооружения при реконструкции действующих предприятий / Е.М. Перлей, В.Ф. Раяк, В.В. Беленькая и др.</i> – Л.: Стройиздат, 1989. – 176 с.

Номер схемы	Схема увеличения несущей способности фундаментов
17	ВДАВЛИВАНИЕ СОСТАВНЫХ СВАЙ ЧЕРЕЗ ОТВЕРСТИЯ В ЖЕЛЕЗОБЕТОННОЙ ПЛИТЕ

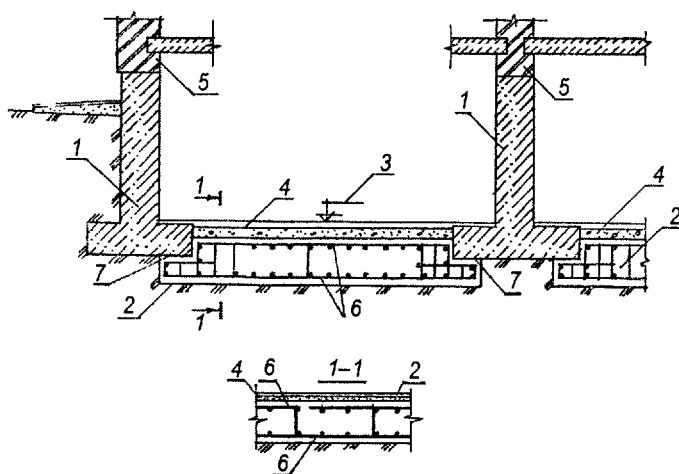


- 1 – усиливаемый ленточный фундамент;
- 2 – монолитная железобетонная плита;
- 3 – отверстие в плите, устраиваемое при ее бетонировании;
- 4 – звенья составной железобетонной сваи;
- 5 – длинношточный гидравлический домкрат;
- 6 – металлический упор;
- 7 – анкерные болты;
- 8 – кирпичная стена.

Продолжение табл. 7.3

<i>Повреждения, дефекты и причины их появления. Область применения способа</i>	<i>Литература для углубленного изучения способа</i>
Повреждения, дефекты: Трещины в стенах, неравномерные деформации основания фундаментов. Причины появления: 1. Перегрузка оснований и фундаментов (реконструкция или капитальный ремонт здания, замена технологического оборудования и др.); 2. Ослабление грунтов оснований (избыточное замачивание, промораживание-оттаивание и др.). Область применения способа: При наличии в основании фундаментов прочного подстилающего слоя.	Мальганов А.И., Плевков В.С., Полищук А.И. Восстановление и усиление строительных конструкций аварийных и реконструируемых зданий. – Томск: Изд-во Том. ун-та, 1992. – 456 с. Основания, фундаменты и подземные сооружения. Справочник проектировщика / М.И. Горбунов-Посадов, В.А. Ильичев, В.И. Крутов и др. / Под общ. ред. Е.А. Сорочана и Ю.Г. Трофименкова. – М: Стройиздат, 1985. – 480 с. Инструкция по усилению фундаментов аварийных и реконструируемых зданий многосекционными сваями: ВСН 16-84 Минпромстроя СССР / Э.И. Мупюков, Г.С. Колесник, А.Д. Назаров и др. – Уфа.: НИИпромстрой, 1984. – 49 с. Улицкий В.М., Алексеев С.И., Ломбас С.В. Использование современных технологий при реконструкции городских инженерных сетей. – СПб.: СПбООИ «Нева-Визит», 2001. – 41 с.

Номер схемы	Схема увеличения несущей способности фундаментов
18	ПЕРЕУСТРОЙСТВО ЛЕНТОЧНЫХ ФУНДАМЕНТОВ В ПЛИТНЫЕ (УСТРОЙСТВО МОНОЛИТНЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ПЛИТ)

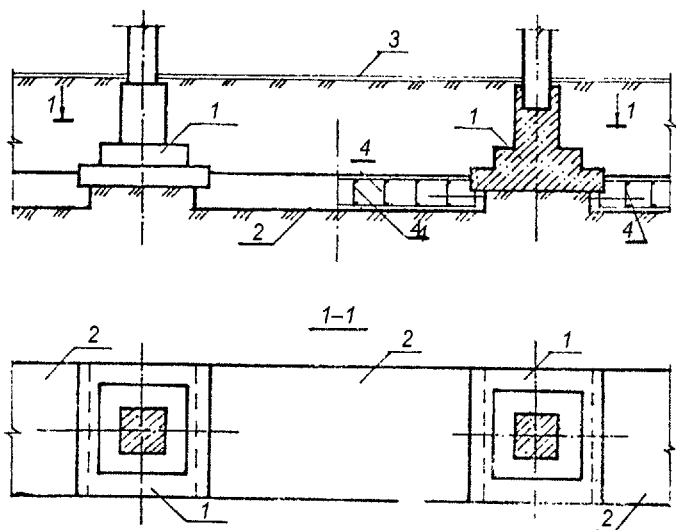


- 1 – усиливаемый ленточный фундамент;
- 2 – сплошная (прерывистая) плита;
- 3 – отметка поверхности пола подвала;
- 4 – уплотненный крупный песок;
- 5 – кирпичная стена;
- 6 – рабочая арматура плиты усиления;
- 7 – поверхность фундамента, подготовленная к бетонированию.

Продолжение табл. 7.3

<i>Повреждения, дефекты и причины их появления. Область применения способа</i>	<i>Литература для углубленного изучения способа</i>
Повреждения, дефекты: Трещины в стенах, неравномерные деформации оснований фундаментов. Причины появления: 1. Перегрузка оснований и фундаментов здания. 2. Ослабление грунтов оснований. Область применения способа: Без ограничений.	Мальганов А.И., Плевков В.С., Полищук А.И. Восстановление и усиление строительных конструкций аварийных и реконструируемых зданий. – Томск: Изд-во Том. ун-та, 1992. – 456 с. Швец В.Б., Феклин В.И. Гинзбург Л.К. Усиление и реконструкция фундаментов. – М.: Стройиздат, 1985. – 204 с. Железобетонные и каменные конструкции: Учебник для строительных специальностей вузов / В.М. Бондаренко, Р.О. Бакиров, В.Г. Назаренко, В.И. Римшин / Под ред. В.М. Бондаренко. – 2-е изд., перераб. и доп. – М.: Высш. шк., 2002. – 878 с. Основания и фундаменты: Справочник / Г.И. Швецов, И.В. Носков, А.Д. Слободян, Г.С. Госькова / Под. ред. Г.И. Швецова. – М.: Высш. шк., 1991. – 383 с. Бондаренко С.В., Санжаровский Р.С. Усиление железобетонных конструкций при реконструкции зданий. – М.: Стройиздат, 1990. – 352 с.

Номер схемы	Схема увеличения несущей способности фундаментов
19	ПЕРЕУСТРОЙСТВО СТОЛБЧАТЫХ ФУНДАМЕНТОВ В ЛЕНТОЧНЫЕ

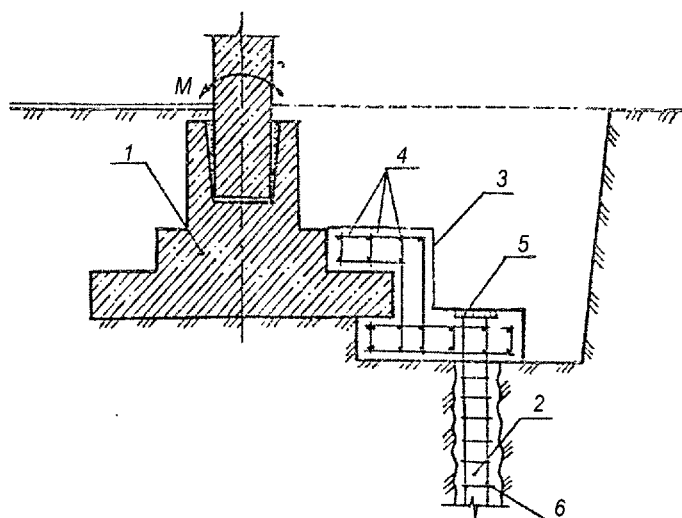


- 1 – усиливаемые столбчатые фундаменты;
- 2 – монолитные железобетонные плиты;
- 3 – поверхность пола;
- 4 – арматурные каркасы.

Продолжение табл. 7.3

<i>Повреждения, дефекты и причины их появления. Область применения способа</i>	<i>Литература для углубленного изучения способа</i>
Повреждения, дефекты: Неравномерные деформации оснований фундаментов. Причины появления: 1. Перегрузка оснований и фундаментов (реконструкция или капитальный ремонт здания, замена технологического оборудования и др.). 2. Ослабление грунтов оснований (избыточное замачивание, промораживание-оттаивание и др.). Область применения способа: Без ограничений.	<i>Мальганов А.И., Плевков В.С., Полищук А.И.</i> Восстановление и усиление строительных конструкций аварийных и реконструируемых зданий. – Томск: Изд-во Том. ун-та, 1992. – 456с. <i>Швец В.Б., Феклин В.И., Гинзбург Л.К.</i> Усиление и реконструкция фундаментов. – М.: Стройиздат, 1985. – 204 с. <i>Железобетонные и каменные конструкции: Учебник для строительных специальностей вузов / В.М. Бондаренко, Р.О. Бакиров, В.Г. Назаренко, В.И. Римшин / Под ред. В.М. Бондаренко. – 2-е изд., перераб. и доп. – М.: Высш. шк., 2002. – 878 с.</i> <i>Основания и фундаменты: Справочник / Г.И. Швецов, И.В. Носков, А.Д. Слободян, Г.С. Госькова / Под. ред. Г.И. Швецова. – М.: Высш. шк., 1991. – 383 с.</i> <i>Бондаренко С.В., Санжаровский Р.С.</i> Усиление железобетонных конструкций при реконструкции зданий. – М.: Стройиздат, 1990. – 352 с.

Номер схемы	Схема увеличения несущей способности фундаментов
20	УСТРОЙСТВО АНКЕРОВ ИЗ БУРОНАБИВНЫХ СВАЙ

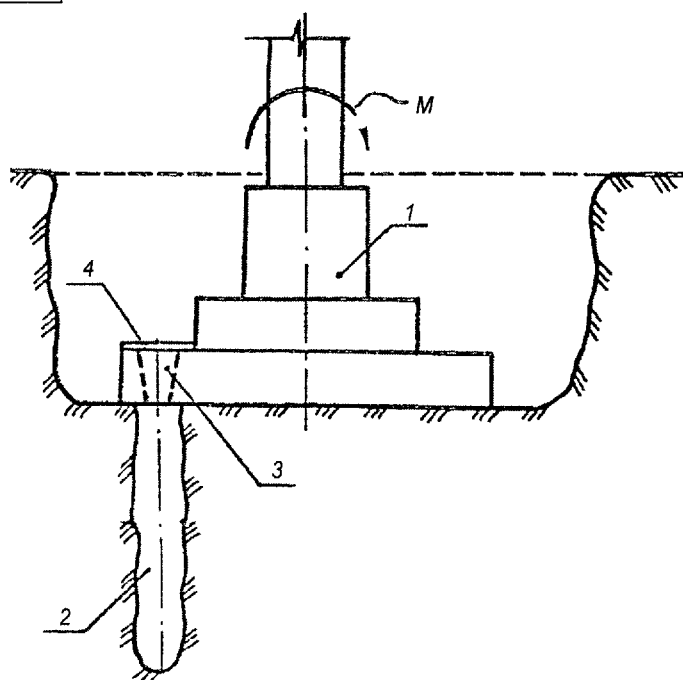


- 1 – усиливаемый столбчатый фундамент;
- 2 – анкеры из буронабивных свай, работающих на выдергивание (диаметр свай 150–200 мм, длина 2–3 м);
- 3 – элемент усиления из монолитного железобетона;
- 4 – арматура усиления, устанавливаемая по расчету или конструктивно;
- 5 – металлическая пластина, к которой крепится на сварке арматура анкера;
- 6 – арматура анкерных свай.

Продолжение табл. 7.3

<i>Повреждения, дефекты и причины их появления. Область применения способа</i>	<i>Литература для углубленного изучения способа</i>
Повреждения, дефекты: Неравномерные деформации оснований фундаментов. Причины появления: 1. Изменение характера действия эксплуатационных нагрузок. 2. Перегрузка основания фундаментов (реконструкция, замена грузоподъемного кранового оборудования и др.). Область применения способа: Без ограничений.	Мальганов А.И., Плевков В.С., Полищук А.И. Восстановление и усиление строительных конструкций аварийных и реконструируемых зданий. – Томск: Изд-во Том. ун-та, 1992. – 456 с. Швец В.Б., Феклин В.И., Гинзбург Л.К. Усиление и реконструкция фундаментов. – М.: Стройиздат, 1985. – 204 с. Основания, фундаменты и подземные сооружения. Справочник проектировщика / М.И. Горбунов-Посадов, В.А. Ильичев В.И. Крутов и др. / Под общ. ред. Е.Д. Сорочана и Ю.Г. Трофименкова. – М.: Стройиздат, 1985. – 480 с. Пат. № 2053829 Российской Федерации, Е 02 Д 35/00. Способ усиления фундамента при увеличении эксплуатационных нагрузок одного знака / В.С. Плевков, А.И. Полищук, А.И. Мальганов. – Заявлено 26.03. Опубликовано 27.01.96. Бюллетень № 3 (П ч.) Знаменский В.В. Инженерный метод расчета горизонтально нагруженных групп свай: Учебное пособие для вузов. – М.: Изд-во АСВ. 2000. – 128 с.

Номер схемы	Схема увеличения несущей способности фундаментов
21	УСТРОЙСТВО АНКЕРОВ ИЗ БУРОНАБИВНЫХ СВАЙ



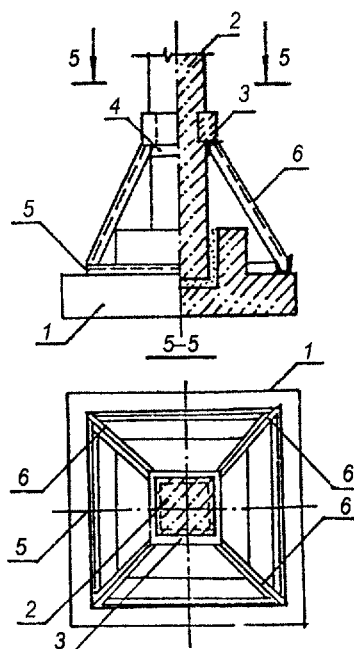
- 1 – усиливаемый столбчатый фундамент;
- 2 – анкеры из буронабивных армированных свай, работающих на выдергивание (диаметр сваи 150–200 мм, длина 2–3 м);
- 3 – конусные отверстия в плитной части фундамента, заполняемые в последующем бетоном;
- 4 – металлические пластины, к которым приваривается арматура анкеров.

Окончание табл. 7.3

<i>Повреждения, дефекты и причины их появления. Область применения способа</i>	<i>Литература для углубленного изучения способа</i>
Повреждения, дефекты: Неравномерные деформации оснований фундаментов. Причины появления: 1. Изменение характера действия эксплуатационных нагрузок. 2. Перегрузка основания фундаментов (реконструкция, замена грузоподъемного кранового оборудования и др.). Область применения способа: Без ограничений.	<i>Мальганов А.И., Плевков В.С., Полищук А.И.</i> Восстановление и усиление строительных конструкций аварийных и реконструируемых зданий. – Томск: Изд-во Том. ун-та, 1992. – 456 с. <i>Швец В.Б., Феклин В.И., Гинзбург Л.К.</i> Усиление и реконструкция фундаментов. – М.: Стройиздат, 1985. – 204 с. <i>Бартоломей А.А., Омельчак И.М., Юшков Б.С.</i> Прогноз осадок свайных фундаментов / Под ред. А.А. Бартоломей. – М.: Стройиздат, 1994. – 384 с. <i>Пат. № 2053829 Российской Федерации, Е 02 Д 35/00. Способ усиления фундамента при увеличении эксплуатационных нагрузок одного знака / В.С. Плевков, А.И. Полищук, А.И. Мальганов. – Заявлено 26.03. Опубликовано 27.01.96. Бюллетень №3 (II ч.).</i>

Способы увеличения несущей способности фундаментов (с из-

Номер схемы	Схема увеличения несущей способности фундаментов
1	УСТАНОВКА ПРЕДВАРИТЕЛЬНО НАПЯЖЕННЫХ ПОДКОСОВ



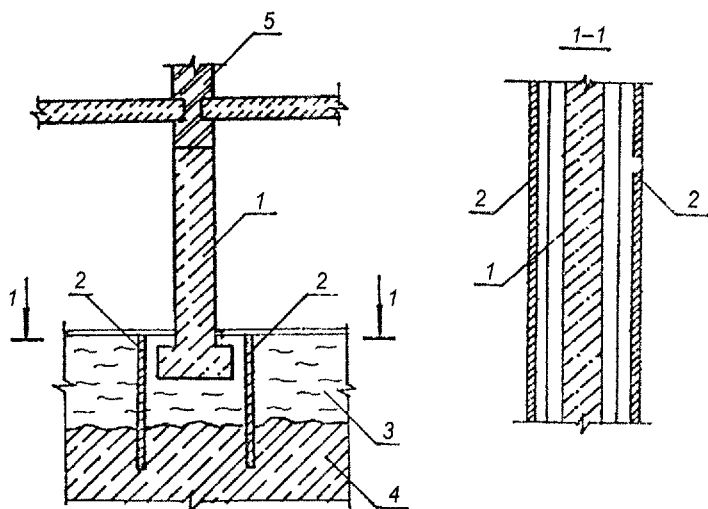
- 1 – усиливаемая плитная часть фундамента;
- 2 – колонна;
- 3 – железобетонная или металлическая обойма на колонне;
- 4 – верхняя обвязка из уголка для опор подкосов;
- 5 – нижняя обвязка из уголка для опор подкосов;
- 6 – подкосы из уголка, привариваемые к обвязкам после нагрева нижней обвязки (при остывании в подкосах создается предварительное напряжение).

Таблица 7.4

менением их напряженного состояния или грунтов основания)

<i>Повреждения, дефекты и причины их появления. Область применения способа</i>	<i>Литература для углубленного изучения способа</i>
Повреждения, дефекты: Разрушение стальной части фундаментов. Причины появления: 1. Изменение характера действия эксплуатационных нагрузок; 2. Воздействие агрессивной среды на стальную часть фундаментов; 3. Длительное периодическое нарушение тепло-влажностного режима в здании. Область применения способа: При удовлетворительном состоянии плитной части фундаментов.	Коновалов П.А. Основания и фундаменты реконструируемых зданий. – 4-е изд., перераб. и доп. – М.: ВНИИ НТПИ, 2000. – 318 с. Бондаренко С.В., Санжаровский Р.С. Усиление железобетонных конструкций при реконструкции зданий. – М.: Стройиздат, 1990. – 352 с. Мальганов А.И., Плевков В.С., Полищук А.И. Восстановление и усиление строительных конструкций аварийных и реконструируемых зданий. – Томск: Изд-во Том. ун-та, 1992. – 456 с. Железобетонные и каменные конструкции. Учебник для строительных специальностей вузов / В.М. Бондаренко, Р.О. Бакиров, В.Г. Назаренко, В.И. Римшин / Под ред. В.М. Бондаренко. – 2-е изд., перераб. и доп. – М.: Высш. шк., 2002. – 878 с.

Номер схемы	Схема увеличения несущей способности фундаментов
2	УСТРОЙСТВО ШПУНТОВЫХ СТЕНОК В ПОДВАЛЕ ЗДАНИЯ

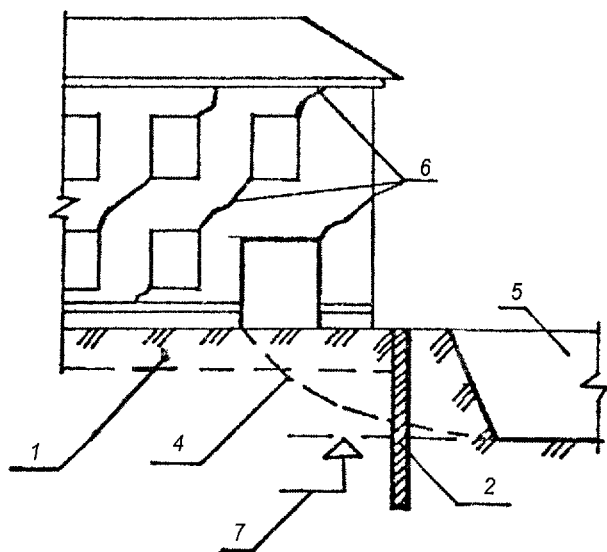


- 1 – существующий фундамент;
- 2 – стенки из металлического шпунта;
- 3 – несущий слой (слабый грунт);
- 4 – подстилаемый слой (прочный грунт);
- 5 – кирпичная стена.

Продолжение табл. 7.4

<i>Повреждения, дефекты и причины их появления. Область применения способа</i>	<i>Литература для углубленного изучения способа</i>
Повреждения, дефекты: Деформации основания, трещины в стенах цокольной части здания. Причины появления: 1. Перегрузка фундаментов (реконструкция или капитальный ремонт здания, замена технологического оборудования и др.); 2. Ослабление грунтов оснований (избыточное замачивание, промораживание-оттаивание и др.). Область применения способа: При наличии в основании фундаментов прочного подстилающего слоя.	Коновалов П.А. Основания и фундаменты реконструируемых зданий. – 4-е изд., перераб. и доп. – М.: ВНИИ НТПИ, 2000. – 318 с. Мальганов А.И., Плевков В.С., Полищук А.И. Восстановление и усиление строительных конструкций аварийных и реконструируемых зданий. – Томск: Изд-во Том. ун-та, 1992. – 456 с. Улицкий В.М., Алексеев С.И., Ломбас С.В. Использование современных технологий при реконструкции городских инженерных сетей. – СПб.: СПбБООИ «Нева-Визит», 2001. – 41 с. Абелев М.Ю. Строительство промышленных и гражданских сооружений на слабых водонасыщенных грунтах. – М.: Стройиздат, 1983. – 248 с. Инструкция по усилению фундаментов аварийных и реконструируемых зданий многосекционными сваями: ВСН 16-84 Минпромстроя СССР / Э.И. Мулюков, Г.С. Колесник, А.Д. Назаров и др. – Уфа: НИИпромстрой, 1984. – 49 с.

Номер схемы	Схема увеличения несущей способности фундаментов
3	УСТРОЙСТВО ШПУНТОВОЙ СТЕНКИ СНАРУЖИ ЗДАНИЯ

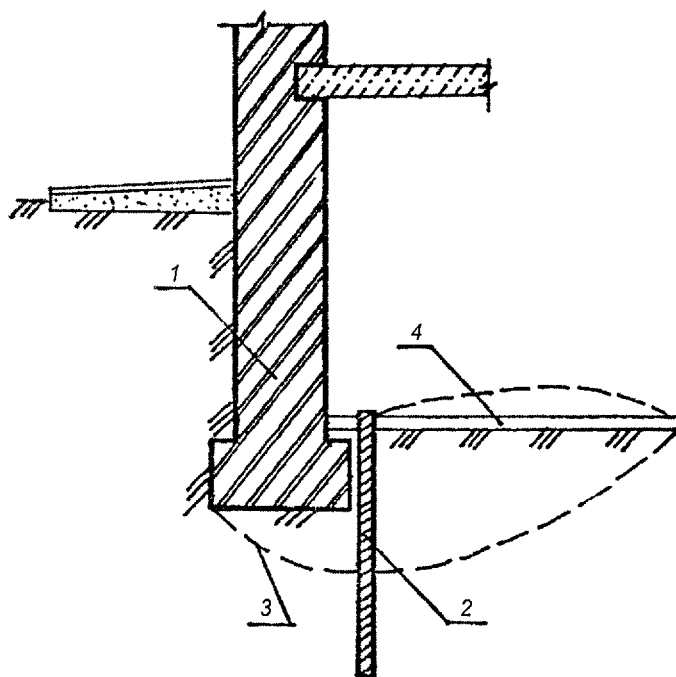


- 1 – существующий фундамент;
- 2 – шпунтовая стенка;
- 3 – несущий слой (слабый грунт);
- 4 – подстилающий слой (прочный грунт);
- 5 – котлован вблизи здания;
- 6 – трещины в стене здания;
- 7 – отметка дна котлована;
- 8 – поверхность скольжения при потере устойчивости основания.

Продолжение табл. 7.4

<i>Повреждения, дефекты и причины их появления. Область применения способа</i>	<i>Литература для углубленного изучения способа</i>
Повреждения, дефекты: Трещины в стенах здания. Причины появления: 1. Устройство выемки (конлована, траншеи) вблизи здания с нарушениями правил производства работ. 2. Прокладка инженерных коммуникаций вблизи здания с нарушениями правил производства работ. Область применения способа: Без ограничений.	Коновалов П.А. Основания и фундаменты реконструируемых зданий. – 4-е изд., перераб. и доп. – М: ВНИИ НТПИ, 2000. – 318 с. Мальганов А.И., Плевков В.С., Полищук А.И. Восстановление и усиление строительных конструкций аварийных и реконструируемых зданий. – Томск: Изд-во Том. ун-та, 1992. – 456 с. Улицкий В.М., Алексеев С.И., Ломбас С.В. Использование современных технологий при реконструкции городских инженерных сетей. – СПб.: СПбБООИ «Нева-Визит», 2001. – 41 с. Абелев М.Ю. Строительство промышленных и гражданских сооружений на слабых водонасыщенных грунтах. – М.: Стройиздат, 1983. – 248 с. Улицкий В.М., Шашкин А.Г. Геотехническое сопровождение реконструкции городов (обследование, расчеты, ведение работ, мониторинг). – М.: Изд-во АСВ, 1999. – 327 с.

Номер схемы	Схема увеличения несущей способности фундаментов
4	УСТРОЙСТВА ШПУНТОВЫХ СТЕНОК В ПОДВАЛЕ ЗДАНИЯ

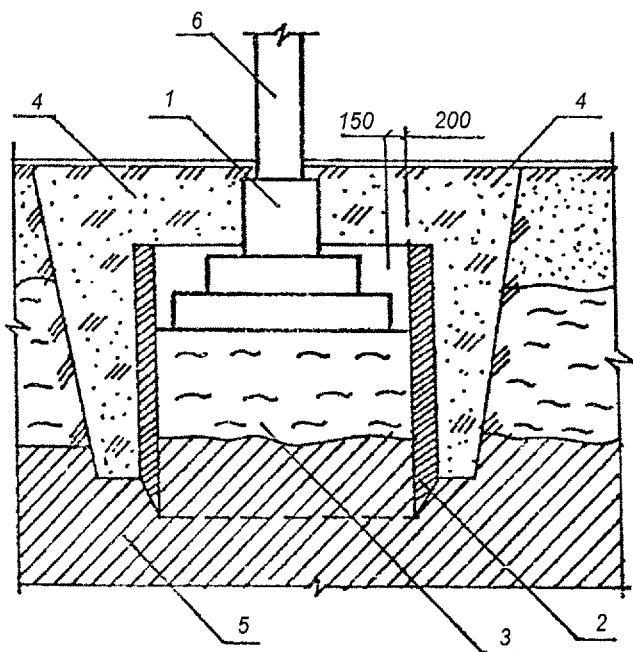


- 1 – существующий фундамент;
- 2 – стенка из стального шпунта;
- 3 – поверхность скольжения при выпоре грунта из-под подошвы фундамента;
- 4 – пол подвала.

Продолжение табл. 7.4

<i>Повреждения, дефекты и причины их появления. Область применения способа</i>	<i>Литература для углубленного изучения способа</i>
Повреждения, дефекты: Деформации основания, трещины в стенах цокольной части здания. Причины появления: 1. Перегрузка фундаментов (реконструкция или капитальный ремонт здания, замена технологического оборудования и др.); 2. Ослабление грунтов оснований (избыточное замачивание, промораживание-оттаивание и др.). Область применения способа: При наличии в основании фундаментов прочного подстилающего слоя.	Коновалов П.А. Основания и фундаменты реконструируемых зданий. – 4-е изд., перераб. и доп. – М.: ВНИИ НТПИ, 2000. – 318 с. Мальганов А.И., Плевков В.С., Полищук А.И. Восстановление и усиление строительных конструкций аварийных и реконструируемых зданий. – Томск: Изд-во Том. ун-та, 1992. – 456 с. Улицкий В.М., Алексеев С.И., Ломбас С.В. Использование современных технологий при реконструкции городских инженерных сетей. – СПб.: СПбБООИ «Нева-Визит», 2001. – 41 с. Абелев М.Ю. Строительство промышленных и гражданских сооружений на слабых водонасыщенных грунтах. – М.: Стройиздат, 1983. – 248 с. Инструкция по усилению фундаментов аварийных и реконструируемых зданий многосекционными сваями: ВСН 16-84 Минпромстроя СССР / Э.И. Мулюков, Г.С. Колесник А.Д. Назаров и др. – Уфа: НИИпромстрой 1984. – 49 с.

Номер схемы	Схема увеличения несущей способности фундаментов
5	УСТРОЙСТВО ОПУСКНОГО КОЛОДЦА ВОКРУГ СТОЛБЧАТОГО ФУНДАМЕНТА

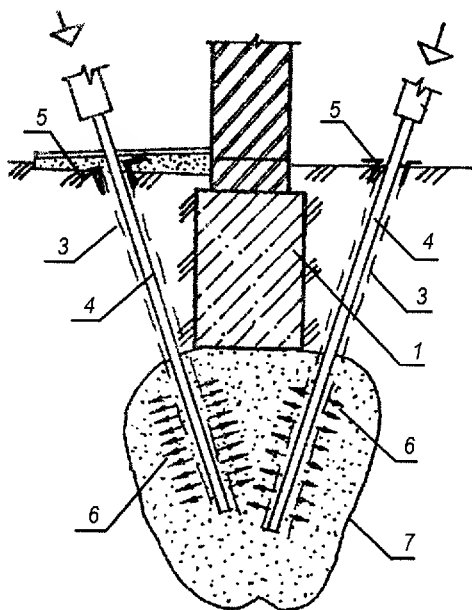


- 1 – усиливаемый фундамент;
- 2 – опускной колодец с наружным скосом заострения ножа;
- 3 – обжимаемое основание (слабый грунт);
- 4 – засыпка из гравийно-песчаной смеси или другого материала, устраиваемая по наружному периметру стенок колодца;
- 5 – прочный грунт;
- 6 – колонна.

Продолжение табл. 7.4

<i>Повреждения, дефекты и причины их появления. Область применения способа</i>	<i>Литература для углубленного изучения способа</i>
Повреждения, дефекты: Нарушение условий устойчивости основания при эксплуатации здания. Причины появления: 1. Ослабление грунтов основания (избыточное замачивание, промораживание-оттаивание и др.); 2. Техногенные воздействия на грунты основания. Область применения способа: При наличии в основании прочного подстилающего слоя.	Коновалов П.А. Основания и фундаменты реконструируемых зданий. – 4-е изд., перераб. и доп. – М.: ВНИИ НТПИ, 2000. – 318 с. Мальганов А.И., Плевков В.С., Полищук А.И. Восстановление и усиление строительных конструкций аварийных и реконструируемых зданий. – Томск: Изд-во Том. ун-та, 1992. – 456 с. Улицкий В.М., Алексеев С.И., Ломбас С.В. Использование современных технологий при реконструкции городских инженерных сетей. – СПб.: СПбБООИ «Нева-Визит», 2001. – 41 с. Абелев М.Ю. Строительство промышленных и гражданских сооружений на слабых водонасыщенных грунтах. – М.: Стройиздат, 1983. – 248 с. Инструкция по усилению фундаментов аварийных и реконструируемых зданий многосекционными сваями: ВСН 16-84 Минпромстроя СССР / Э.И. Мулюков, Г.С. Колесник А.Д. Назаров и др. – Уфа: НИИпромстрой 1984. – 49 с.

Номер схемы	Схема увеличения несущей способности фундаментов
6	УПРОЧНЕНИЕ ПЫЛЕВАТО-ГЛИНИСТЫХ ГРУНТОВ ВЫСОКОНАПОРНОЙ ИНЪЕКЦИЕЙ (ЦЕМЕНТНЫМ, ИЛОЦЕМЕНТНЫМ, ЦЕМЕНТНО-ПЕСЧАНЫМ РАСТВОРОМ)



- 1 – существующий фундамент;
- 2 – вертикальная шахта;
- 3 – скважины (наклоненные, горизонтальные);
- 4 – иньекторы для нагнетания растворов под высоким давлением (до 10 МПа);
- 5 – манжеты для поддержания давления;
- 6 – направление распространения нагнетаемых растворов;
- 7 – контуры упрочненного грунта.

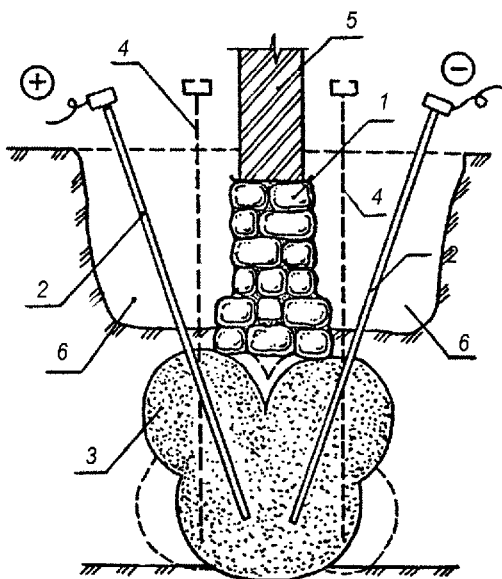
Продолжение табл. 7.4

<i>Повреждения, дефекты и причины их появления. Область применения способа</i>	<i>Литература для углубленного изучения способа</i>
Повреждения, дефекты: Нарушение условий устойчивости оснований, трещины в стенах здания. Причины появления: 1. Перегрузка оснований и фундаментов зданий; 2. Ослабление грунтов оснований (избыточное замачивание, промораживание-оттаивание и др.); 3. Техногенные воздействия на грунты оснований. Область применения способа: Пылевато-глинистые грунты.	Коновалов П.А. Основания и фундаменты реконструируемых зданий. – 4-е изд., перераб. и доп. – М: ВНИИ НТПИ, 2000. – 318 с. Мальганов А.И., Плевков В.С., Полищук А.И. Восстановление и усиление строительных конструкций аварийных и реконструируемых зданий. – Томск: Изд-во Том. ун-та, 1992. – 456 с. Соколович В.Е. Химическое закрепление грунтов. – М.: Стройиздат, 1980. – 119 с. Лушников В.В., Богомолов В.А. Высоконапорная инъекция грунтов как способ создания геотехнических систем в строительстве. Инженерно-геотехнические проблемы урбанизированных территорий // Материалы Международного симпозиума. В 2-х томах. – Т. 2. – Екатеринбург: Изд-во «Аквапресс», 2001. – С. 732–740. Основания, фундаменты и подземные сооружения. Московские городские строительные нормы: МГСН 2.07-97 / В.А. Ильичев П.А. Коновалов, В.П. Петрухин и др. – М., 1998. – 136 с.

Номер схемы	Схема увеличения несущей способности фундаментов
----------------	---

7

ЭЛЕКТРОХИМИЧЕСКОЕ ЗАКРЕПЛЕНИЕ ВОДОНАСЫЩЕННЫХ ГЛИНИСТЫХ, ПЫЛЕВАТЫХ И ИЛИСТЫХ ГРУНТОВ (ЭЛЕКТРОСИЛИКАТИЗАЦИЯ, ЭЛЕКТРОЛИТИЧЕСКАЯ ОБРАБОТКА, ЭЛЕКТРООСМОТИЧЕСКОЕ УПЛОТНЕНИЕ)

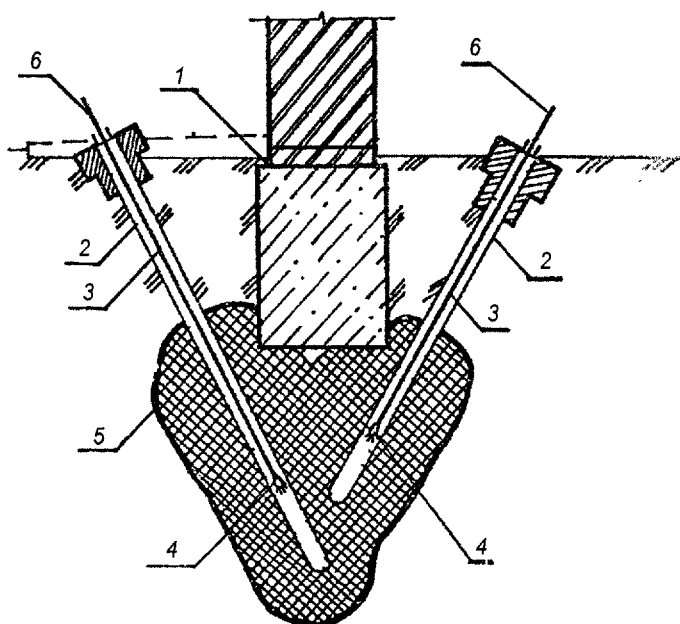


- 1 – существующий фундамент;
- 2 – инъекторы-электроды (или стержни-электроды), погружаемые с поверхности;
- 3 – закрепленный массив грунта;
- 4 – очередное положение инъекторов-электродов (или стержней электродов);
- 5 – кирпичная стена;
- 6 – вскрытый пазух фундамента.

Продолжение табл. 7.4

<i>Повреждения, дефекты и причины их появления. Область применения способа</i>	<i>Литература для углубленного изучения способа</i>
Повреждения, дефекты: Нарушение условий устойчивости оснований, трещины в стенах здания. Причины появления: 1. Перегрузка оснований и фундаментов здания; 2. Ослабление грунтов оснований (избыточное замачивание, промораживание-оттаивание и др.); 3. Техногенные воздействия на грунты оснований. Область применения способа: Водонасыщенные глинистые, пылеватые и илистые грунты.	<i>Основания, фундаменты и подземные сооружения.</i> Справочник проектировщика / М.И. Горбунов-Посадов, В.А. Ильичев, В.И. Крутов и др. / Под общ. ред. Е.А. Сорочана и Ю.Г. Трофименкова. – М.: Стройиздат, 1985. – 480 с. <i>Механика фунтов, основания и фундаменты:</i> Учебное пособие для строительных специальностей вузов / С.Б. Ухов, В.В. Семенов, В.В. Знаменский и др. / Под ред. С.Б. Ухова. – 2-е изд., перераб. и доп. – М.: Высш. шк., 2002. – 566 с. <i>Мальганов А.И., Плевков В.С., Полищук А.И.</i> Восстановление и усиление строительных конструкций аварийных и реконструируемых зданий. – Томск: Изд-во Том. ун-та, 1992, – 456 с. <i>Соколов В.Е.</i> Химическое закрепление грунтов. – М.: Стройиздат, 1980. – 119 с. <i>Ржаницын Б.А.</i> Химическое закрепление грунтов в строительстве. – М.: Стройиздат, 1986. – 264 с.

Номер схемы	Схема увеличения несущей способности фундаментов
8	ТЕРМИЧЕСКОЕ ЗАКРЕПЛЕНИЕ ГРУНТОВ

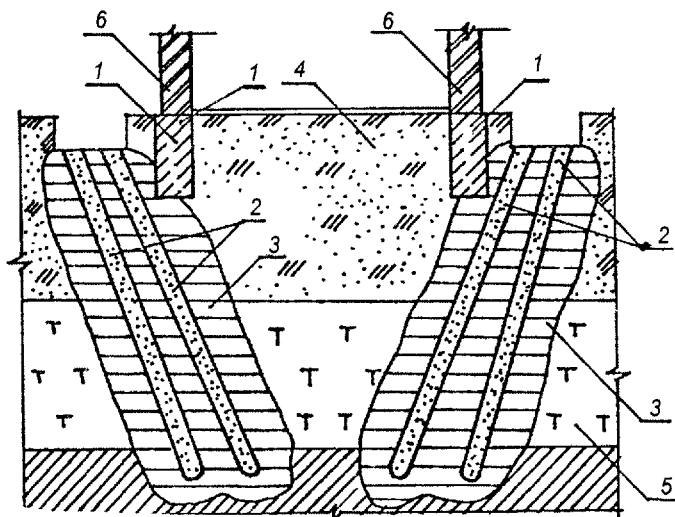


- 1 – существующий фундамент;
- 2 – скважины;
- 3 – форсунка с наконечником;
- 4 – пламя;
- 5 – закрепленный грунт;
- 6 – направляющая трубка для подачи топлива.

Продолжение табл. 7.4

<i>Повреждения, дефекты и причины их появления. Область применения способа</i>	<i>Литература для углубленного изучения способа</i>
Повреждения, дефекты: Нарушение условий устойчивости оснований, трещины в стенах здания. Причины появления: 1. Перегрузка оснований и фундаментов здания. 2. Ослабление грунтов оснований (избыточное замачивание, промораживание-оттаивание и др.); 3. Техногенные воздействия на грунты оснований. Область применения способа: Макропористые просадочные грунты.	<i>Крутов В.И.</i> Основания и фундаменты на просадочных грунтах. – Киев.: Будивельник, 1982. – 224 с. <i>Швец В.Б., Феклин В.И., Гинзбург Л.К.</i> Усиление и реконструкция фундаментов. – М.: Стройиздат, 1985. – 204 с. <i>Мальганов А.И., Плевков В.С., Полищук А.И.</i> Восстановление и усиление строительных конструкций аварийных и реконструируемых зданий. – Томск: Изд-во Том. ун-та, 1992. – 456 с. <i>Литвинов И.М.</i> Укрепление и уплотнение просадочных грунтов в жилищном и промышленном строительстве. – Киев.: Будивельник, 1977. – 288 с. <i>Абелев Ю.М., Абелев М.Ю.</i> Основы проектирования и строительства на просадочных макропористых грунтах. – 3-е изд., перераб. и доп. – М.: Стройиздат, 1979. – 271 с.

Номер схемы	Схема увеличения несущей способности фундаментов
9	УСТРОЙСТВО ПЕСЧАНЫХ СВАЙ ДЛЯ ГЛУБИННОГО УПЛОТНЕНИЯ ОСНОВАНИЯ



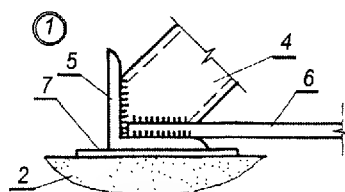
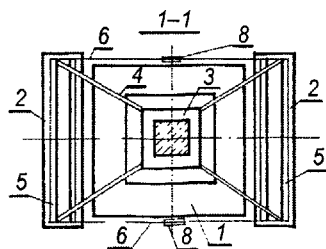
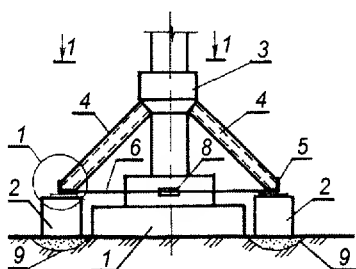
- 1 – существующие фундаменты;
- 2 – песчаные сваи;
- 3 – зоны уплотнения;
- 4 – насыпной грунт;
- 5 – торф;
- 6 – кирпичные стены.

Окончание табл. 7.4

<i>Повреждения, дефекты и причины их появления. Область применения способа</i>	<i>Литература для углубленного изучения способа</i>
Повреждения, дефекты: Нарушение условий устойчивости оснований, трещины в стенах здания. Причины появления: 1. Перегрузка оснований и фундаментов здания; 2. Ослабление грунтов оснований (избыточное замачивание, промораживание-оттаивание и др.); 3. Техногенные воздействия на грунты оснований. Область применения способа: При наличии в основании фундаментов слабых грунтов.	<i>Крутов В.И.</i> Основания и фундаменты на просадочных грунтах. – Киев.: Будивельник, 1982. – 224 с. <i>Коновалов П.А.</i> Строительство сооружений на заторфованных территориях. – М.: Стройиздат, 1995. – 344 с. <i>Крутов В.И.</i> Основания и фундаменты на насыпных грунтах. – М.: Стройиздат, 1988. – 224 с. <i>Петрухин В.П.</i> Строительство сооружений на засоленных грунтах. – М.: Стройиздат, 1989. – 264 с. <i>Швец В.Б., Феклин В.И., Гинзбург Л.К.</i> Усиление и реконструкция фундаментов. – М.: Стройиздат, 1985. – 204 с. <i>Мальганов А.И., Плевков В.С., Полищук А.И.</i> Восстановление и усиление строительных конструкций аварийных и реконструируемых зданий. – Томск: Изд-во Том. ун-та, 1992. – 456 с.

Способы включения в совместную

Номер схемы	Схема включения в работу элементов усиления фундаментов
1	УСТАНОВКА ПОДКОСОВ С ЗАТЯЖКАМИ



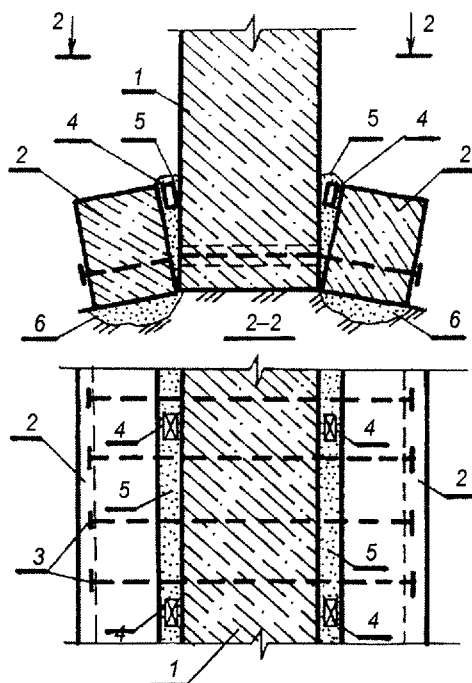
- 1 – усиливаемый фунда-
мент;
- 2 – элементы усиления
фундамента;
- 3 – металлическая или же-
лезобетонная обойма
вокруг колонны;
- 4 – подкосы из прокатного
металла;
- 5 – опора подкосов из угол-
ка;
- 6 – затяжка;
- 7 – пластина-подкладка;
- 8 – муфта натяжения;
- 9 – зона обжатого грунта ос-
нования.

Таблица 7.5

работу с грунтом элементов усиления фундаментов

<i>Причины выполнения работ, область применения способа</i>	<i>Литература для углубленного изучения способа</i>
Причины выполнения работ: Усиление фундаментов из-за неравномерных деформаций основания, снижения прочности бетона конструктивных элементов. Область применения способа: Фундаменты мелкого заложения.	Коновалов П.А. Основания и фундаменты реконструируемых зданий. – 4-е изд., перераб. и доп. – М.: ВНИИ НТПИ, 2000. – 318 с. Мальганов А.И., Плевков В.С., Полищук А.И. Восстановление и усиление строительных конструкций аварийных и реконструируемых зданий. – Томск: Изд-во Том. ун-та, 1992. – 456 с. Основания, фундаменты и подземные сооружения. Справочник проектировщика / М.И. Горбунов-Посадов, В.А. Ильичев, В.И. Крутов и др. / Под общ. ред. Е.А. Сорочана и Ю.Г. Трофименкова. – М.: Стройиздат, 1985. – 480 с. Полищук А.И. Назначение расчетного грунта основания при проектировании фундаментов реконструируемых зданий // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 2000. – №3. – С. 6–10. Швец В.Б., Феклин В.И., Гинзбург Л.К. Усиление и реконструкция фундаментов. – М.: Стройиздат, 1985. – 204 с.

Номер схемы	Схема включения в работу элементов усиления фундаментов
2	ОТЖАТИЕ РАЗГРУЖАЮЩИХ ЭЛЕМЕНТОВ

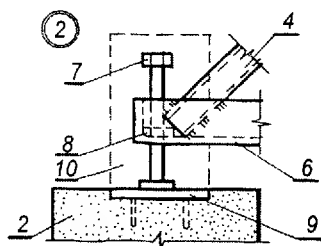
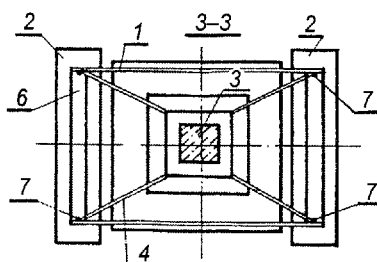
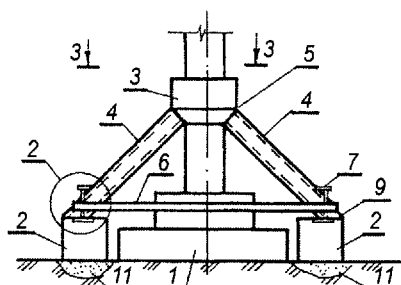


- 1 – усиливаемый фундамент;
- 2 – разгружающие элементы;
- 3 – затяжки из арматурной стали, установленные в отверстиях, устроенных в фундаментах и разгружающих элементах;
- 4 – устройство для отжатия разгружающих элементов (домкраты, клинья и др.);
- 5 – заполнение мелкозернистым бетоном после отжатия грунта;
- 6 – зона отжатого грунта основания.

Продолжение табл. 7.5

<i>Причины выполнения работ, область применения способа</i>	<i>Литература для углубленного изучения способа</i>
Причины выполнения работ: Усиление фундаментов из-за неравномерных деформаций основания, появления трещин в стенах здания. Область применения способа: Бетонные и железобетонные фундаменты мелкого заложения.	Коновалов П.А. Основания и фундаменты реконструируемых зданий. – 4-е изд., перераб. и доп. – М.: ВНИИ НТПИ, 2000. – 318 с. Мальганов А.И., Плевков В.С., Полищук А.И. Восстановление и усиление строительных конструкций аварийных и реконструируемых зданий. – Томск: Изд-во Том. ун-та, 1992. – 456 с. Егоров А.И. Усиление фундаментов в процессе реконструкции зданий и сооружений. Обзорная информация. – М.: ВНИИ НТПИ, 1991. – 66 с. Полищук А.И. Подход к оценке загрузки оснований фундаментов реконструируемых зданий // Вестник ТГАСУ. – 2000. – №1. – С. 313–326. Методика обследования и проектирования оснований и фундаментов при капитальном ремонте, реконструкции и надстройке зданий / Н.Г. Смоленская, Р.Г. Комиссарчик, Б.Н. Ершов и др. – М.: АКХ им. К.Д. Памфилова, 1972. – 111 с.

Номер схемы	Схема включения в работу элементов усиления фундаментов
3	УСТАНОВКА ПОДКОСОВ С РАСПОРНЫМИ БОЛТАМИ

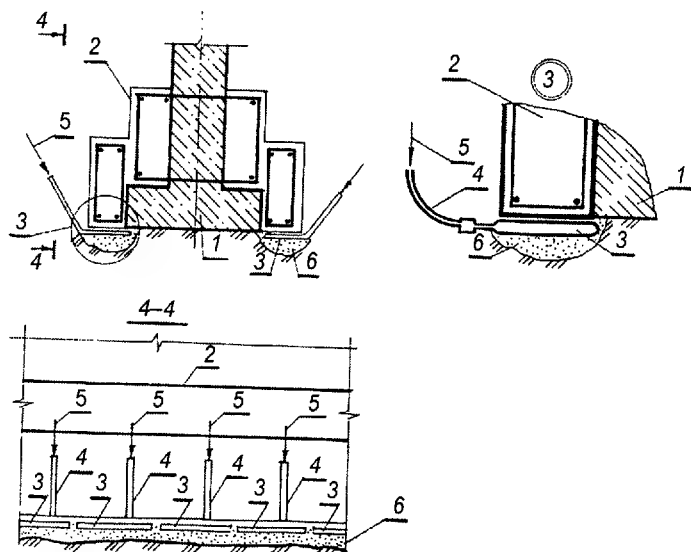


- 1 – усиливаемый фундамент;
- 2 – элементы усиления фундамента;
- 3 – металлическая или железобетонная обойма вокруг колонны;
- 4 – подкосы из прокатного металла;
- 5 – верхняя обвязка из уголка;
- 6 – нижняя обвязка из уголка или швеллера;
- 7 – распорные болты;
- 8 – гайки, приваренные к нижней обвязке;
- 9 – закладные детали в элементах усиления;
- 10 – обетонирование нижней обвязки и распорных болтов;
- 11 – зона обжатого грунта основания.

Продолжение табл. 7.5

<i>Причины выполнения работ, область применения способа</i>	<i>Литература для углубленного изучения способа</i>
Причины выполнения работ: Усиление фундаментов из-за неравномерных деформаций основания, снижения прочности бетона конструктивных элементов. Область применения способа: Фундаменты мелкого заложения.	<i>Основания, фундаменты и подземные сооружения. Справочник проектировщика / М.И. Горбунов-Посадов, В.А. Ильичев, В.И. Крутов и др. / Под общ. ред. Е.А. Сорочана и Ю.Г. Трофименкова. – М.: Стройиздат, 1985. – 480 с.</i> <i>Коновалов П.А. Основания и фундаменты реконструируемых зданий. – 4-е изд., перераб. и доп. – М.: ВНИИ НТПИ, 2000. – 318 с.</i> <i>Мальганов А.И., Плевков В.С., Полищук А.И. Восстановление и усиление строительных конструкций аварийных и реконструируемых зданий. – Томск: Изд-во Том. ун-та, 1992. – 456 с.</i> <i>Швец В.Б., Феклин В.И., Гинзбург Л.К. Усиление и реконструкция фундаментов. – М.: Стройиздат, 1985. – 204 с.</i> <i>Далматов Б.И., Улицкий В.М. Обследование оснований и фундаментов реконструируемых зданий: Текст лекций. – Л.: ЛИСИ, 1985. – 36 с.</i> <i>Полищук А.И. Подход к оценке загрузки оснований фундаментов реконструируемых зданий // Вестник ТГАСУ. – 2000. – №1. – С. 313–326.</i>

Номер схемы	Схема включения в работу элементов усиления фундаментов
4	УСТАНОВКА МЕМБРАНЫХ РАСПОРНЫХ ПОДУШЕК

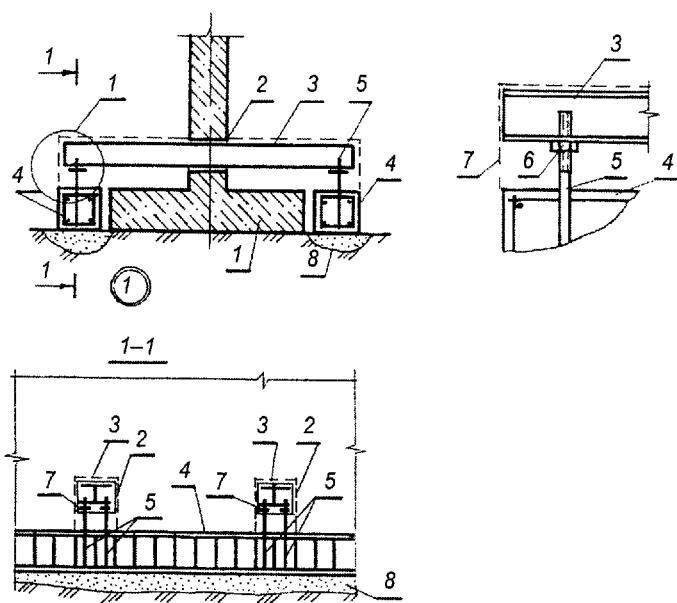


- 1 – усиливаемый фундамент;
- 2 – железобетонное усиление фундамента;
- 3 – мембранная распорная подушка (конверт из кровельного железа);
- 4 – трубопровод с манометром для подачи цементного раствора;
- 5 – цементный раствор, закачиваемый под давлением и выдерживаемый до его схватывания;
- 6 – зона обжатого грунта основания.

Продолжение табл. 7.5

Причины выполнения работ, область применения способа	Литература для углубленного изучения способа
Причины выполнения работ: Усиление фундаментов из-за неравномерных деформаций основания, появления трещин в стенах здания. Область применения способа: Ленточные фундаменты мелкого заложения.	Коновалов П.А. Основания и фундаменты реконструируемых зданий. – 4-е изд., перераб. и доп. – М.: ВНИИ НТПИ, 2000. – 318 с. Мальганов А.И., Плевков В.С., Полищук А.И. Восстановление и усиление строительных конструкций аварийных и реконструируемых зданий. – Томск: Изд-во Том. ун-та, 1992. – 456 с. Швец В.Б., Феклин В.И., Гинзбург Л.К. Усиление и реконструкция фундаментов. – М.: Стройиздат, 1985. – 204 с. Далматов Б.И., Улицкий В.М. Обследование оснований и фундаментов реконструируемых зданий: Текст лекций. – Л.: ЛИСИ, 1985. – 36 с. Полищук А.И. Подход к оценке загрузки оснований фундаментов реконструируемых зданий // Вестник ТГАСУ. – 2000. – №1. – С. 313–326. Улицкий В.М., Пронев Л.К. Усиление оснований и фундаментов реконструируемых зданий: Текст лекций для студентов специальности 2903 – ПГС. – СПб.: СПб. инж.-строит. ин-т, 1993. – 32 с.

Номер схемы	Схема включения в работу элементов усиления фундаментов
5	УСТАНОВКА РАСПОРНЫХ АНКЕРОВ

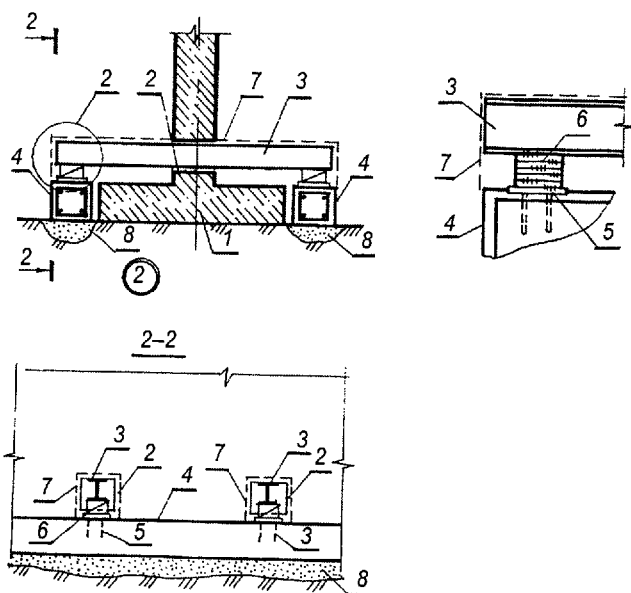


- 1 – усиливаемый фундамент;
- 2 – проемы в стене фундамента для установки балок;
- 3 – поперечные балки;
- 4 – железобетонные разгружающие пояса;
- 5 – анкеры, установленные при бетонировании поясов (в балках для анкеров имеются отверстия);
- 6 – гайка для включения разгружающих поясов в работу;
- 7 – обетонирование балок и анкеров после обжатия грунта;
- 8 – зона обжатого грунта основания.

Продолжение табл. 7.5

<i>Причины выполнения работ, область применения способа</i>	<i>Литература для углубленного изучения способа</i>
Причины выполнения работ: Усиление фундаментов из-за неравномерных деформаций основания, появления трещин в стенах здания. Область применения способа: Ленточные фундаменты мелкого заложения.	Коновалов П.А. Основания и фундаменты реконструируемых зданий. – 4-е изд., перераб. и доп. – М.: ВНИИ НТПИ, 2000. – 318 с. Мальганов А.И., Плевков В.С., Полищук А.И. Восстановление и усиление строительных конструкций аварийных и реконструируемых зданий. – Томск: Изд-во Том. ун-та, 1992. – 456 с. Механика грунтов, основания и фундаменты: Учебное пособие для строительных специальностей вузов / С.Б. Ухов, В.В. Семенов, В.В. Знаменский и др. / Под ред. С.Б. Ухова. – 2-е изд., перераб. и доп. – М.: Высш. шк., 2002. – 566 с. Полищук А.И. Подход к оценке загрузки оснований фундаментов реконструируемых зданий // Вестник ТГАСУ. – 2000. – №1. – С. 313–326. Улицкий В.М., Пронев Л.К. Усиление оснований и фундаментов реконструируемых зданий: Текст лекций для студентов специальности 2903 – ПГС. – СПб.: СПб. инж.-строит. ин-т, 1993. – 32 с.

Номер схемы	Схема включения в работу элементов усиления фундаментов
6	ЗАБИВКА ПЛАСТИН-КЛИНЬЕВ

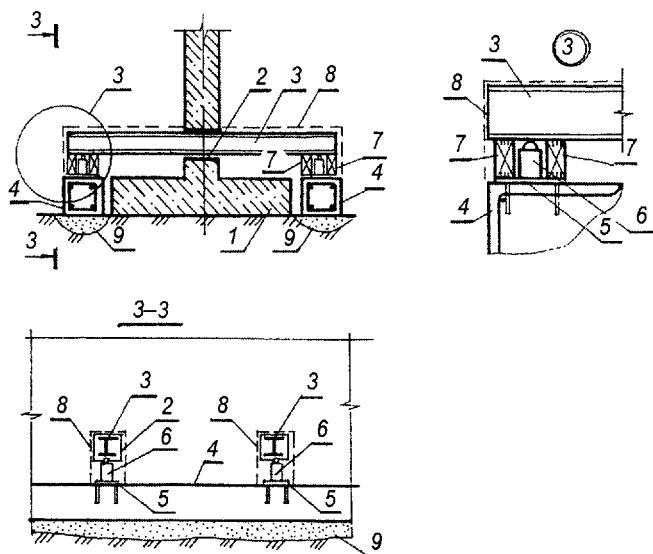


- 1 – усиливаемый фундамент;
- 2 – проемы в стене фундамента для установки балок;
- 3 – поперечные балки;
- 4 – железобетонные разгружающие пояса;
- 5 – закладные детали, установленные при бетонировании поясов;
- 6 – пакет стальных пластин-клиньев для включения разгружающих поясов в работу (после расклинки сварить между собой, с закладными деталями и балками);
- 7 – обетонирование балок и клиньев;
- 8 – зона обжатого грунта основания.

Продолжение табл. 7.5

<i>Причины выполнения работ, область применения способа</i>	<i>Литература для углубленного изучения способа</i>
Причины выполнения работ: Усиление фундаментов из-за неравномерных деформаций основания, появления трещин в стенах здания. Область применения способа: Ленточные фундаменты мелкого заложения.	Коновалов П.А. Основания и фундаменты реконструируемых зданий. – 4-е изд., перераб. и доп. – М.: ВНИИ НТПИ, 2000. – 318 с. Мальганов А.И., Плевков В.С., Полищук А.И. Восстановление и усиление строительных конструкций аварийных и реконструируемых зданий. – Томск: Изд-во Том. ун-та, 1992. – 456 с. Механика фунтов, основания и фундаменты: Учебное пособие для строительных специальностей вузов / С.Б. Ухов, В.В. Семенов, В.В. Знаменский и др. / Под ред. С.Б. Ухова. – 2-е изд., перераб. и доп. – М.: Высш. шк., 2002. – 566 с. Полищук А.И. Подход к оценке загрузки оснований фундаментов реконструируемых зданий // Вестник ТГАСУ. – 2000. – №1. – С. 313–326. Проектирование фундаментов зданий и подземных сооружений: Учебное пособие / Б.И. Далматов, В.Н. Бронин, А.В. Голли и др. / Под ред. Б.И. Далматова. – 2-е изд. – М.: Изд-во АСВ, СПб.: СПбГАСУ, 2001. – 440 с.

Номер схемы	Схема включения в работу элементов усиления фундаментов
7	УСТАНОВКА ГИДРОДОМКРАТОВ

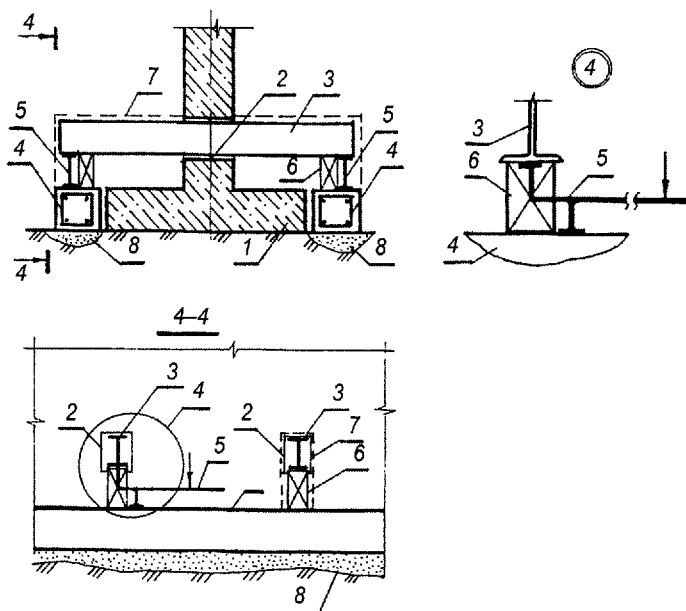


- 1 – усиливаемый фундамент;
- 2 – проемы в стене фундамента для установки балок;
- 3 – поперечные балки;
- 4 – железобетонные разгружающие пояса;
- 5 – закладные детали, установленные при бетонировании поясов;
- 6 – гидродомкраты для включения разгружающих поясов в работу (после установки распорок убираются);
- 7 – распорки из прокатного металла, привариваемые к закладным деталям и балкам,
- 8 – обетонирование балок и распорок;
- 9 – зона обжатого грунта основания.

Продолжение табл. 7.5

<i>Причины выполнения работ, область применения способа</i>	<i>Литература для углубленного изучения способа</i>
Причины выполнения работ: Усиление фундаментов из-за неравномерных деформаций основания, появления трещин в стенах здания. Область применения способа: Ленточные фундаменты мелкого заложения.	Коновалов П.А. Основания и фундаменты реконструируемых зданий. – 4-е изд., перераб. и доп. – М.: ВНИИ НТПИ, 2000. – 318 с. Мальганов А.И., Плевков В.С., Полищук А.И. Восстановление и усиление строительных конструкций аварийных и реконструируемых зданий. – Томск: Изд-во Том. ун-та, 1992. – 456 с. Механика фунтов, основания и фундаменты: Учебное пособие для строительных специальностей вузов / С.Б. Ухов, В.В. Семенов, В.В. Знаменский и др. / Под ред. С.Б. Ухова. – 2-е изд., перераб. и доп. – М.: Высш. шк., 2002. – 566 с. Полищук А.И. Подход к оценке загрузки оснований фундаментов реконструируемых зданий // Вестник ТГАСУ. – 2000. – №1. – С. 313–326. Методика обследования и проектирования оснований и фундаментов при капитальном ремонте, реконструкции и надстройке зданий / Н.Г. Смоленская, Р.Г. Комиссарчик, Б.Н. Ершов и др. – М.: АКХ им. К.Д. Памфилова, 1972. – 111 с.

Номер схемы	Схема включения в работу элементов усиления фундаментов
8	УСТАНОВКА РЫЧАГОВ



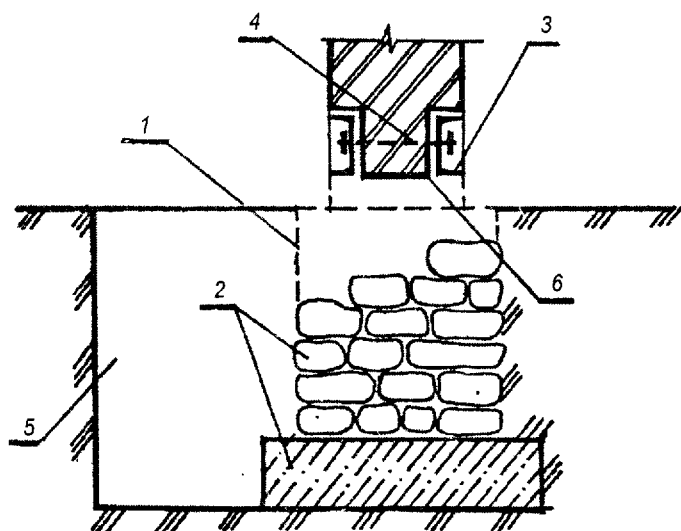
- 1 – усиливаемый фундамент;
- 2 – проемы в стене фундамента для установки балок;
- 3 – поперечные балки;
- 4 – железобетонные разгружающие пояса;
- 5 – рычага для включения разгружающих поясов в работу (после установки распорок убираются);
- 6 – распорки из прокатного металла, привариваемые к балкам;
- 7 – обетонирование балок и распорок;
- 8 – зона обжатого грунта основания.

Окончание табл. 7.5

Причины выполнения работ, область применения способа	Литература для углубленного изучения способа
Причины выполнения работ: Усиление фундаментов из-за неравномерных деформаций основания, появления трещин в стенах здания. Область применения способа: Ленточные фундаменты мелкого заложения.	Коновалов П.А. Основания и фундаменты реконструируемых зданий. – 4-е изд., перераб. и доп. – М.: ВНИИ НТПИ, 2000. – 318 с. Мальганов А.И., Плевков В.С., Полищук А.И. Восстановление и усиление строительных конструкций аварийных и реконструируемых зданий. – Томск: Изд-во Том. ун-та, 1992. – 456 с. Проектирование фундаментов зданий и подземных сооружений: Учебное пособие / Б.И. Далматов, В.Н. Бронин, А.В. Голли и др. / Под ред. Б.И. Далматова. – 2-е изд. – М.: Изд-во АСВ, СПб.: СПбГАСУ, 2001. – 440 с. Полищук А.И. Подход к оценке загрузки оснований фундаментов реконструируемых зданий // Вестник ТГАСУ. – 2000. – №1. – С. 313–326. Методика обследования и проектирования оснований и фундаментов при капитальном ремонте, реконструкции и надстройке зданий / Н.Г. Смоленская, Р.Г. Комиссарчик, Б.Н. Ершов и др. – М.: АКХ им. К.Д. Памфилова, 1972. – 111 с.

Способы разгрузки

Номер схемы	Схема разгрузки конструкций фундаментов
1	УСТАНОВКА ПРОДОЛЬНЫХ РАЗГРУЖАЮЩИХ БАЛОК ДЛЯ ЗАМЕНЫ БУТОВЫХ ФУНДАМЕНТОВ ПОД СТЕНЫ



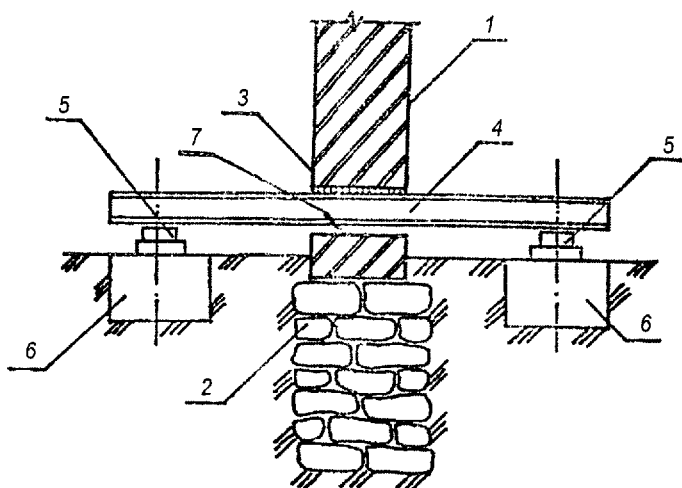
- 1 – контуры фундамента, подлежащего замене;
- 2 – вновь устраиваемый фундамент;
- 3 – разгружающие металлические балки;
- 4 – стяжной болт;
- 5 – шурф;
- 6 – кирпичная стена.

Таблица 7.6

конструкций фундаментов

<i>Причины выполнения работ, область применения способа</i>	<i>Литература для углубленного изучения способа</i>
Причины выполнения работ: 1. Замена бутового фундамента в результате его физического износа; 2. Перегрузка фундамента (реконструкция, капитальный ремонт, замена технологического оборудования и др.). Область применения способа: Без ограничений.	<i>Мальганов А.И., Плевков В.С., Полищук А.И.</i> Восстановление и усиление строительных конструкций аварийных и реконструируемых зданий. – Томск: Изд-во Том. ун-та, 1992. – 456 с. <i>Зурнаджи В.А., Филатова Н.П.</i> Усиление оснований и фундаментов при ремонте зданий. – М.: Стройиздат, 1970. – 96 с. <i>Полищук А.И.</i> Подход к оценке загрузки оснований фундаментов реконструируемых зданий // Вестник ТГАСУ. – 2000. – №1. – С. 313–326. <i>Разживин Ю.М.</i> Разборка зданий. – Л.: Стройиздат, Ленингр. отд-ние, 1978. – 56 с. <i>Голов Г.И.</i> Демонтажные работы при реконструкции зданий. – М.: Стройиздат, 1990. – 144 с. <i>Основания и фундаменты: Справочник / Г.И. Швецов, И.В. Носков, А.Д. Слободян, Г.С. Госькова / Под. ред. Г.И. Швецова. – М.: Высш. шк., 1991. – 383 с.</i>

Номер схемы	Схема разгрузки конструкций фундаментов
2	УСТАНОВКА ПОПЕРЕЧНЫХ РАЗГРУЖАЮЩИХ БАЛОК ДЛЯ ЗАМЕНЫ БУТОВЫХ ФУНДАМЕНТОВ ПОД СТЕНЫ

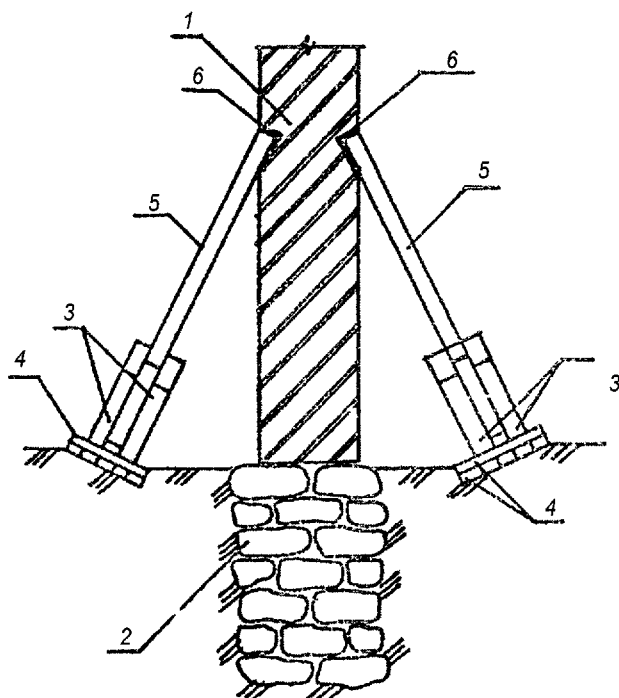


- 1 – кирпичная стена;
- 2 – фундамент, подлежащий замене;
- 3 – подкладки;
- 4 – металлические поперечные балки;
- 5 – гидравлические домкраты или подкладки;
- 6 – временные опоры;
- 7 – отверстие в стене.

Продолжение табл. 7.6

<i>Причины выполнения работ, область применения способа</i>	<i>Литература для углубленного изучения способа</i>
Причины выполнения работ: 1. Замена бутового фундамента в результате его физического износа; 2. Перегрузка фундамента (реконструкция или капитальный ремонт здания, замена технологического оборудования и др.). Область применения способа: Без ограничений.	Мальганов А.И., Плевков В.С., Полищук А.И. Восстановление и усиление строительных конструкций аварийных и реконструируемых зданий. – Томск: Изд-во Том. ун-та 1992. – 456 с. Полищук А.И. Подход к оценке нагрузений оснований фундаментов реконструируемых зданий // Вестник ТГАСУ. – 2000. – №1. – С. 313–326. Разживин Ю.М. Разборка зданий. – Л.: Стройиздат, Ленингр. отд-ние, 1978. – 56 с. Голов Г.И. Демонтажные работы при реконструкции зданий. – М.: Стройиздат, 1990. Основания и фундаменты: Справочник / Г.И. Швецов, И.В. Носков, А.Д. Слободян Г.С. Госькова / Под. ред. Г.И. Швецова. – М.: Высш. шк., 1991. – 383 с. Коновалов П.А. Основания и фундаменты реконструируемых зданий. – 4-е изд., перер. и доп. – М.: ВНИИ НТПИ, 2000. – 318 с.

Номер схемы	Схема разгрузки конструкций фундаментов
3	УСТАНОВКА ПОДКОСОВ ДЛЯ ЗАМЕНЫ ФУНДАМЕНТОВ ПОД СТЕНЫ

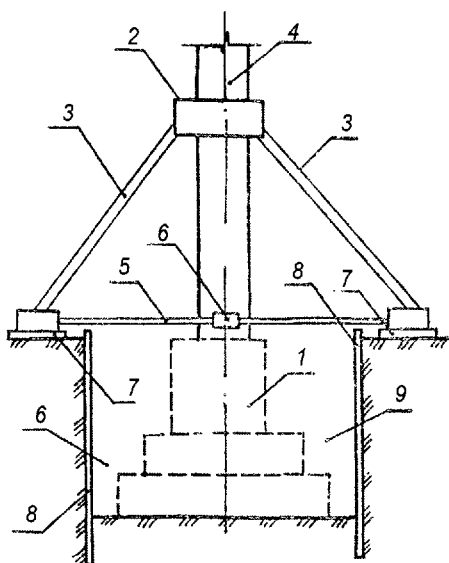


- 1 – кирпичная стена;
- 2 – фундамент, подлежащий замене;
- 3 – домкраты или клинья;
- 4 – прокладки;
- 5 – подкосы;
- 6 – упоры из металлических уголков.

Продолжение табл. 7.6

<i>Причины выполнения работ, область применения способа</i>	<i>Литература для углубленного изучения способа</i>
Причины выполнения работ: 1. Замена фундамента в результате его физического износа; 2. Перегрузка фундамента (реконструкция или капитальный ремонт здания, замена технологического оборудования и др.). Область применения способа: При удовлетворительном техническом состоянии стен здания.	<i>Мальганов А.И., Плевков В.С., Полищук А.И.</i> Восстановление и усиление строительных конструкций аварийных и реконструируемых зданий. – Томск: Изд-во Том. ун-та, 1992. – 456 с. <i>Разживин Ю.М.</i> Разборка зданий. – Л.: Стройиздат, Ленингр. отд-ние, 1978. – 56 с. <i>Основания и фундаменты: Справочник</i> / Г.И. Швецов, И.В. Носков, А.Д. Слободян, Г.С. Госькова / Под. ред. Г.И. Швецова. – М.: Высш. шк., 1991. – 383 с. <i>Коновалов П.А.</i> Основания и фундаменты реконструируемых зданий. – 4-е изд., перераб. и доп. – М.: ВНИИ НТПИ, 2000. – 318 с. <i>Зурнаджи В.А., Филатова Н.П.</i> Усиление оснований и фундаментов при ремонте зданий. – М.: Стройиздат, 1970. – 96 с. <i>Далматов Б.И., Улицкий В.М.</i> Обследование оснований и фундаментов реконструируемых зданий: Текст лекций. – Л.: ЛИСИ, 1985. – 36 с.

Номер схемы	Схема разгрузки конструкций фундаментов
4	ВЫВЕШИВАНИЕ КОЛОНН С ПОМОЩЬЮ ШПРЕНГЕЛЬНОЙ СИСТЕМЫ ДЛЯ ЗАМЕНЫ СТОЛБЧАТЫХ ФУНДАМЕНТОВ

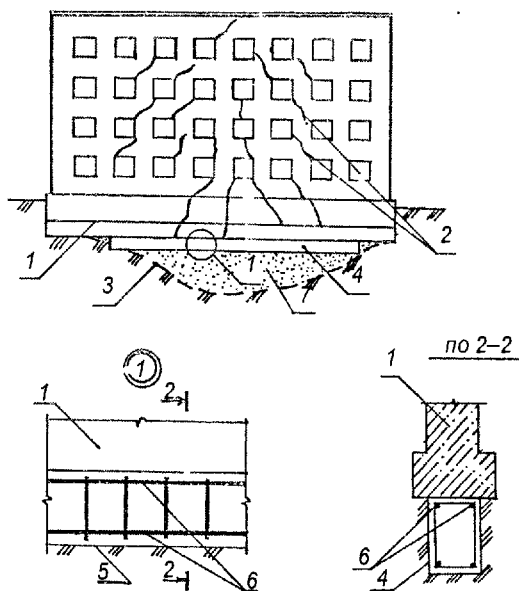


- 1 – заменяемый фундамент;
- 2 – железобетонная или металлическая обойма;
- 3 – металлические подкосы;
- 4 – железобетонная колонна;
- 5 – стальная затяжка;
- 6 – стягивающая муфта;
- 7 – подкладки;
- 8 – шпунтовое ограждение;
- 9 – пазух, заполняемый грунтом после устройства нового фундамента.

Продолжение табл. 7.6

<i>Причины выполнения работ, область применения способа</i>	<i>Литература для углубленного изучения способа</i>
Причины выполнения работ: 1. Замена фундамента в результате его физического износа; 2. Перегрузка фундамента (реконструкция или капитальный ремонт здания, замена грузоподъемных кранов и др.). Область применения способа: При удовлетворительном техническом состоянии колонн здания.	<i>Бондаренко С.В., Санжаровский Р.С.</i> Усиление железобетонных конструкций при реконструкции зданий. – М.: Стройиздат, 1990. – 352 с. <i>Мальганов А.И., Плевков В.С., Полищук А.И.</i> Восстановление и усиление строительных конструкций аварийных и реконструируемых зданий. – Томск: Изд-во Том. ун-та, 1992. – 456 с. <i>Разживин Ю.М.</i> Разборка зданий. – Л.: Стройиздат, Ленингр. отд-ние, 1978. – 56 с. <i>Швец В.Б., Феклин В.И., Гинзбург Л.К.</i> Усиление и реконструкция фундаментов. – М.: Стройиздат, 1985. – 204 с. <i>Проектирование фундаментов зданий и подземных сооружений: Учебное пособие / Б.И. Далматов, В.Н. Бронин, А.В. Голли и др. / Под ред. Б.И. Далматова; 2-е изд. – М.: Изд-во АСВ, СПб.: СПбГАСУ, 2001. – 440 с.</i>

Номер схемы	Схема разгрузки конструкций фундаментов
5	УСТРОЙСТВО РАЗГРУЖАЮЩИХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ БАЛОК ПОД ПОДОШВОЙ ОСЛАБЛЕННОГО ФУНДАМЕНТА

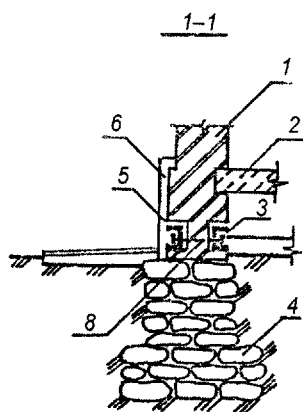
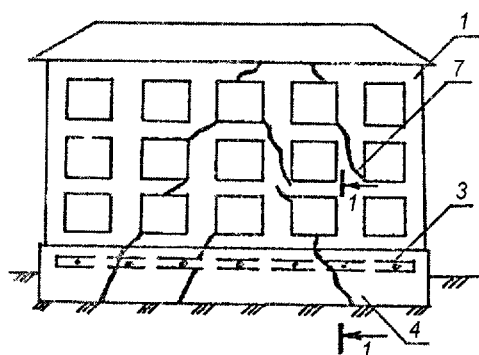


- 1 – усиливаемый фундамент;
- 2 – трещины в стенах;
- 3 – контур осадочной воронки;
- 4 – монолитная железобетонная стена;
- 5 – поверхность основания;
- 6 – арматурный каркас;
- 7 – засыпка воронки грунтом с послойным уплотнением.

Продолжение табл. 7.6

Причины выполнения работ, область применения способа	Литература для углубленного изучения способа
Причины выполнения работ: Появление прогиба здания, образование трещин в стенах. Область применения способа: При отсутствии в основании фундаментов уровня подземных вод.	Мальганов А.И., Плевков В.С., Полищук А.И. Восстановление и усиление строительных конструкций аварийных и реконструируемых зданий. – Томск: Изд-во Том. ун-та, 1992. – 456 с. Коновалов П.А. Основания и фундаменты реконструируемых зданий. – 4-е изд., перераб. и доп. – М.: ВНИИ НТПИ, 2000. – 318 с. Полищук А.И. Подход к оценке загрузки оснований фундаментов реконструируемых зданий // Вестник ТГАСУ. – 2000. – №1. – С. 313–326. Основания и фундаменты: Справочник / Г.И. Швецов, И.В. Носков, А.Д. Слободян, Г.С. Госькова / Под. ред. Г.И. Швецова. – М.: Высш. шк., 1991. – 383 с. Бондаренко С.В., Санжаровский Р.С. Усиление железобетонных конструкций при реконструкции зданий. – М.: Стройиздат, 1990. – 352 с. Далматов Б.И. Механика грунтов, основания и фундаменты (включая специальный курс инженерной геологии). – 2-е изд., перераб. и доп. – Л.: Стройиздат, Ленингр. отделение, 1988. – 415 с.

Номер схемы	Схема разгрузки конструкций фундаментов
6	УСТАНОВКА РАЗГРУЖАЮЩИХ МЕТАЛЛИЧЕСКИХ БАЛОК В СТЕНЕ НАД ОСЛАБЛЕННЫМ ФУНДАМЕНТОМ

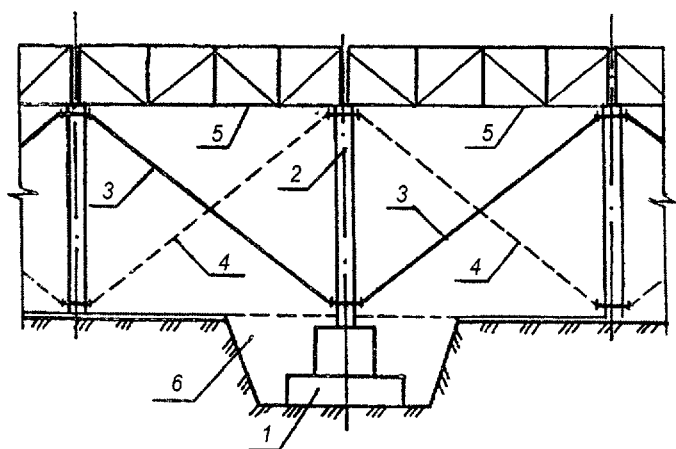


- 1 – кирпичная стена;
- 2 – перекрытие;
- 3 – металлические балки;
- 4 – ослабленный фундамент;
- 5 – штраба в стене;
- 6 – отделочный слой;
- 7 – трещины в стене;
- 8 – анкер.

Продолжение табл. 7.6

Причины выполнения работ, область применения способа	Литература для углубленного изучения способа
Причины выполнения работ: Появление прогиба здания, образование трещин в стенах. Область применения способа: Без ограничений.	Мальганов А.И., Плевков В.С., Полищук А.И. Восстановление и усиление строительных конструкций аварийных и реконструируемых зданий. – Томск: Изд-во Том. ун-та, 1992. – 456 с. Коновалов П.А. Основания и фундаменты реконструируемых зданий. – 4-е изд., перераб. и доп. – М.: ВНИИ НТПИ, 2000. – 318 с. Основания и фундаменты: Справочник / Г.И. Швецов, И.В. Носков, А.Д. Слободян, Г.С. Госькова / Под. ред. Г.И. Швецова. – М.: Высш. шк., 1991. – 383 с. Проектирование фундаментов зданий и подземных сооружений: Учебное пособие / Б.И. Далматов, В.Н. Бронин, А.В. Голли и др. / Под ред. Б.И. Далматова. – 2-е изд. – М.: Изд-во АСВ, СПб.: СПбГАСУ, 2001. – 440 с. Швец В.Б., Феклин В.И., Гинзбург Л.К. Усиление и реконструкция фундаментов. – М.: Стройиздат, 1985. – 204 с. Улицкий В.М., Пронев Л.К. Усиление оснований и фундаментов реконструируемых зданий: Текст лекций для студентов специальности 2903 – ПГС. – СПб.: СПб. инж.-строит. ин-т, 1993. – 32 с.

Номер схемы	Схема разгрузки конструкций фундаментов
7	ВЫВЕШИВАНИЕ КОЛОННЫ ЗДАНИЯ С ПОМОЩЬЮ ПРИСПОСОБЛЕНИЯ “НОЖНИЦЫ” ДЛЯ ЗАМЕНЫ СТОЛБЧАТЫХ ФУНДАМЕНТОВ

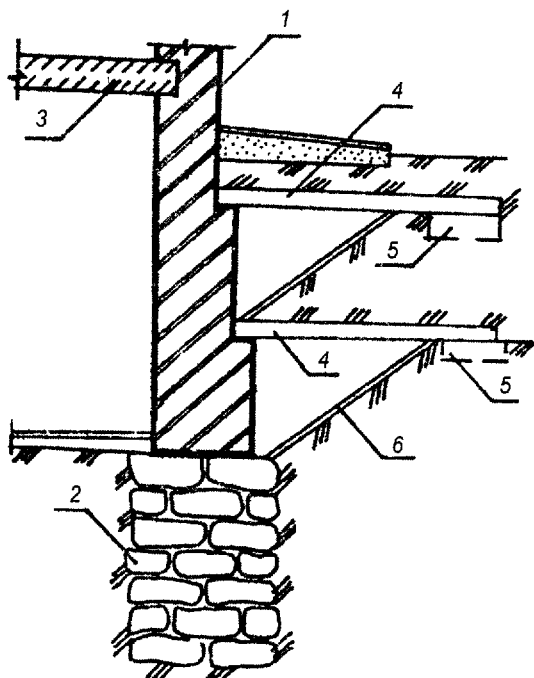


- 1 — заменяемый фундамент;
- 2 — железобетонная колонна;
- 3 — элементы шпренгеля для вывешивания первой очереди колонн;
- 4 — то же, второй очереди;
- 5 — фермы покрытия;
- 6 — пазух, заполняемый грунтом после устройства нового фундамента.

Продолжение табл. 7.6

Причины выполнения работ, область применения способа	Литература для углубленного изучения способа
Причины выполнения работ: 1. Замена фундамента в результате его разрушения; 2. Перегрузка фундамента в результате реконструкции здания. Область применения способа: При удовлетворительном техническом состоянии колонн и других строительных конструкций здания.	Мальганов А.И., Плевков В.С., Полищук А.И. Восстановление и усиление строительных конструкций аварийных и реконструируемых зданий. – Томск: Изд-во Том. ун-та, 1992. – 456 с. Основания и фундаменты: Справочник / Г.И. Швецов, И.В. Носков, А.Д. Слободян, Г.С. Госькова / Под. ред. Г.И. Швецова. – М.: Высш. шк., 1991. – 383 с. Основания, фундаменты и подземные сооружения. Справочник проектировщика / М.И. Горбунов-Посадов, В.А. Ильичев, В.И. Крутов и др. / Под общ. ред. Е.А. Сорочана и Ю.Г. Трофименкова. – М.: Стройиздат, 1985. – 480 с. Разживин Ю.М. Разборка зданий. – Л.: Стройиздат, Ленингр. отд-ние, 1978. – 56 с. Голов Г.И. Демонтажные работы при реконструкции зданий. – М.: Стройиздат, 1990. – 144 с. Бондаренко С.В., Санжаровский Р.С. Усиление железобетонных конструкций при реконструкции зданий. – М.: Стройиздат, 1990. – 352 с.

Номер схемы	Схема разгрузки конструкций фундаментов
8	УСТАНОВКА РАЗГРУЗОЧНЫХ УСТРОЙСТВ

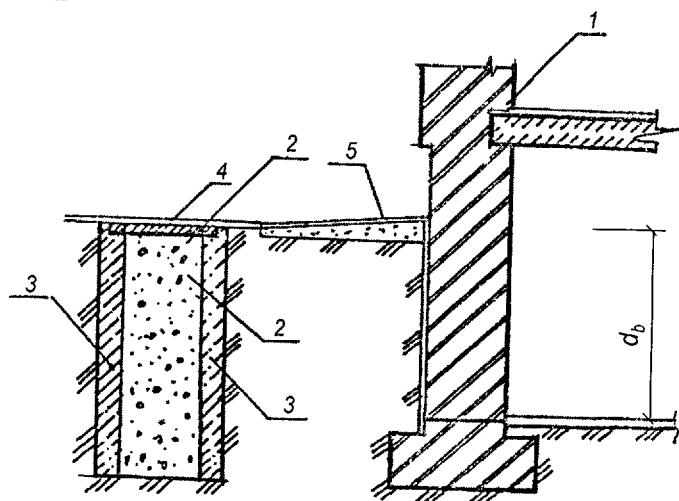


- 1 – кирпичная стена;
- 2 – фундамент;
- 3 – перекрытие;
- 4 – железобетонные плиты, выполняющие роль разгрузочных устройств;
- 5 – подкладки;
- 6 – укрепленный слой грунта.

Продолжение табл. 7.6

Причины выполнения работ, область применения способа	Литература для углубленного изучения способа
Причины выполнения работ: Перегрузка цокольной части стены здания боковым давлением грунта. Область применения способа: При глубине подвала $db \geq 2,5$ м.	Мальганов А.И., Плевков В.С., Полищук А.И. Восстановление и усиление строительных конструкций аварийных и реконструируемых зданий. – Томск: Изд-во Том. ун-та, 1992. – 456с. Бондаренко С.В., Санжаровский Р.С. Усиление железобетонных конструкций при реконструкции зданий. – М.: Стройиздат, 1990. – 352 с. Коновалов П.А. Основания и фундаменты реконструируемых зданий. – 4-е изд., перераб. и доп. – М.: ВНИИ НТПИ, 2000. – 318 с. Гильман Я.Д., Гильман Е.Д. Усиление и восстановление зданий на лессовых просадочных грунтах. – М.: Стройиздат, 1989. – 160 с. Ройтман А.Г. Предупреждение аварий зданий. – М.: Стройиздат, 1990. – 240 с. Механика грунтов, основания и фундаменты: Учебное пособие для строительных специальностей вузов / С.Б. Ухов, В.В. Семенов, В.В. Знаменский и др. / Под ред. С.Б. Ухова. – 2-е изд., перераб. и доп. – М.: Высш. шк., 2002. – 566 с.

Номер схемы	Схема разгрузки конструкций фундаментов
9	УСТРОЙСТВО КОМПЕНСАЦИОННЫХ ТРАНШЕЙ



- 1 – кирпичная стена;
- 2 – траншея, засыпанная шлаком;
- 3 – крепление стенок траншеи;
- 4 – покрытие траншеи;
- 5 – отмостка.

Окончание табл. 7.6

Причины выполнения работ, область применения способа	Литература для углубленного изучения способа
Причины выполнения работ: Перегрузка цокольной части стены здания боковым давлением грунта. Область применения способа: При глубине подвала $d_b \geq 3$ м.	Мальганов А.И., Плевков В.С., Полищук А.И. Восстановление и усиление строительных конструкций аварийных и реконструируемых зданий. – Томск: Изд-во Том. ун-та, 1992. – 456 с. Коновалов П.А. Основания и фундаменты реконструируемых зданий. – 4-е изд., перераб. и доп. – М.: ВНИИ НТПИ, 2000. – 318 с. Гильман Я.Д., Гильман Е.Д. Усиление и восстановление зданий на лессовых просадочных грунтах. – М.: Стройиздат, 1989. – 160 с. Нечаев Н.В. Капитальный ремонт жилых зданий. – М.: Стройиздат, 1990. – 207 с. Методика обследования и проектирования оснований и фундаментов при капитальном ремонте, реконструкции и надстройке зданий / Н.Г. Смоленская, Р.Г. Комиссарчик, Б.Н. Ершов и др. – М.: АКХ им. К.Д. Памфилова, 1972. – 111 с.

При этом расчетная схема таких фундаментов до и после реконструкции, восстановления зданий остается обычно без изменения.

Увеличение несущей способности фундаментов с изменением схемы их работы (расчетной схемы) производится путем передачи части нагрузки от фундаментов или надфундаментных конструкций на грунты основания. Это достигается за счет специальных технических и технологических решений, например использования различных подкосов, стальных и железобетонных балок, дополнительных опор-фундаментов из бетона и железобетона и др. (табл. 7.3, схемы 1–7). При этом следует отметить, что в последние годы в условиях реконструкции и восстановления зданий все чаще внедряются способы усиления фундаментов путем передачи нагрузки на сваи. Для этого применяют различные виды буртовых, набивных, задавливаемых, винтовых свай, которые устраивают по различным технологиям (табл. 7.3, схемы 8–17) [33, 54, 127].

Увеличение несущей способности фундаментов с изменением схемы их работы может быть также достигнуто путем переустройства ленточных фундаментов в плитные, а столбчатых – в ленточные. Для этого разработаны соответствующие технические решения и имеется практический опыт внедрения (табл. 7.3, схемы 18–19) [45, 128]. Кроме того, увеличение несущей способности фундаментов с изменением схемы их работы осуществляется путем устройства дополнительных связей в виде анкеров, тяжей, стоек или частичного закрепления грунтов основания (табл. 7.3, схемы 20–21). Такие способы усиления фундаментов находят большое применение в условиях реконструкции промышленных зданий [129, 130].

Увеличение несущей способности фундаментов с изменением их напряженного состояния достигается путем установки предварительно напряженных подкосов, шпренгельных систем, железобетонных или металлических

обойм. Обычно такие конструктивные решения применяются при усилении плитной и стаканной частей железобетонных фундаментов: отдельно стоящих, ленточных (**табл. 7.4, схема 1**). Увеличение несущей способности фундаментов с изменением напряженного состояния грунтов основания осуществляется путем устройства шпунтовых ограждений или опускных колодцев вокруг фундаментов. В этом случае основания рассматриваемых фундаментов начинают работать в условиях, близких к компрессионному уплотнению (без возможности бокового расширения), и их несущая способность повышается (**табл. 7.4, схемы 2–5**).

Довольно часто в отечественной и зарубежной практике решение задач по повышению нагрузок на фундаменты достигается путем упрочнения оснований. Для этого при реконструкции и восстановлении зданий используют физико-химические способы закрепления (упрочнения) грунтов: цементация, силикатизация, смолязация, термическое закрепление, высоконапорная инъекция растворов и др. (**табл. 7.4, схемы 6–9**) [6, 35, 45, 126].

Важным моментом увеличения несущей способности фундаментов (**табл. 7.2–7.4**) является обеспечение их совместной работы с основанием. Достигается это путем включения в совместную работу с грунтом элементов усиления фундаментов при помощи специальных мероприятий и приспособлений, например за счет предварительного обжатия грунта трамбованием в местах установки дополнительных опор-фундаментов, использования специальных распорных приспособлений и др. (**табл. 7.5**) [5, 45, 128 и др.].

Разгрузка конструкций фундаментов

Третье направление классификации (рис. 7.1) объединяет способы усиления фундаментов, в которых за счет специальных конструктивных мероприятий происходит **разгрузка фундаментов (полная, частичная)** или ослаб-

ленных участков зданий. Это достигается за счет подведения разгружающих балок под части (блоки) зданий, устройства дополнительных поясов жесткости в стенах, вывешивания колонн для замены фундаментов и других приемов (табл. 7.6).

Таким образом, вышеизложенное свидетельствует о достаточно большом разнообразии способов усиления фундаментов, упрочнения оснований реконструируемых и восстанавливаемых зданий. При выборе способа усиления необходимо учитывать целый комплекс вопросов, включающих не только инженерно-геологические особенности строительных площадок, тип, конструктивные признаки, но и условия (схемы) работы фундаментных конструкций.

7.2. ПОВЫШЕНИЕ ПРОСТРАНСТВЕННОЙ ЖЕСТКОСТИ ЭКСПЛУАТИРУЕМЫХ ЗДАНИЙ ПРИ НЕРАВНОМЕРНЫХ ДЕФОРМАЦИЯХ ГРУНТОВ ОСНОВАНИЙ

В практике эксплуатации зданий часто приходится сталкиваться с решением проблемы повышения их пространственной жесткости [68]. Это обусловлено появлением трещин в стенах здания и деформациями других строительных конструкций, которые образуются при аварийном замачивании площадки, пучении грунтов при промерзании, изменении условий эксплуатации помещений и др. Проблема повышения пространственной жесткости зданий возникает и при их реконструкции, а также в любых других случаях, связанных с неравномерными деформациями грунтов основания, которые могут привести к общим или местным (локальным) повреждениям отдельных элементов или частей здания (рис. 7.2).

Наиболее эффективным способом повышения пространственной жесткости эксплуатируемых зданий при не-

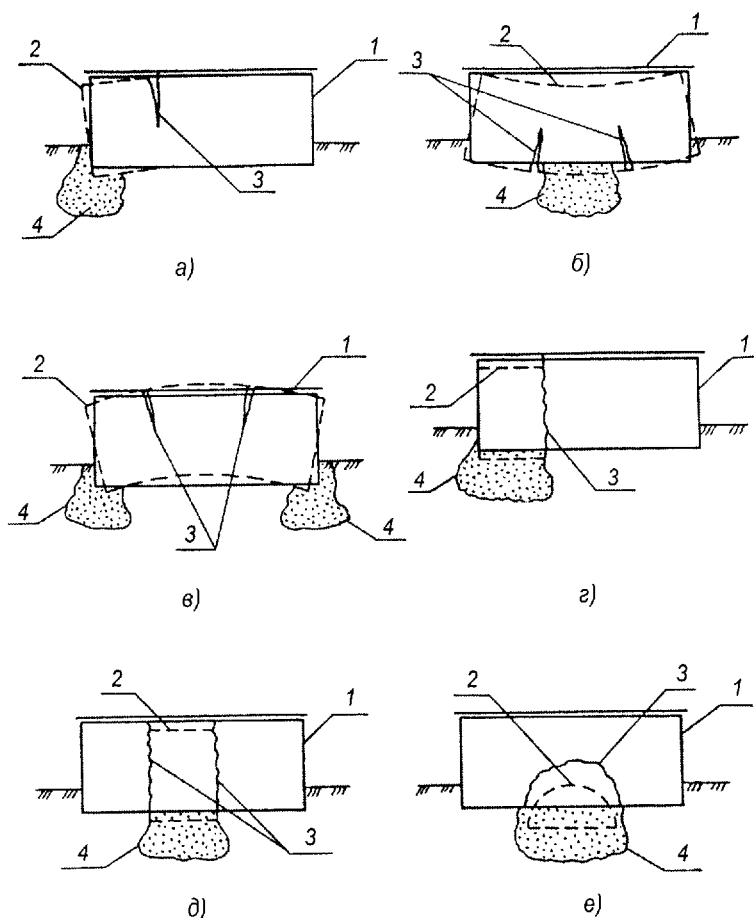


Рис. 7.2. Основные схемы деформаций зданий в виде перекоса (а), прогиба (б), выгиба (в), срезов (г, д), локальных повреждений (е): 1 – положение здания до деформации; 2 – положение части здания после деформации (оседающий блок); 3 – места появления трещин и повреждений конструкций; 4 – участок ослабленного основания (замачивание, оттаивание грунта и др.)

равномерных деформациях грунтов оснований является устройство предварительно напряженных поясов и жестких горизонтальных дисков [20, 28, 55]. Эти способы применяются обычно при следующих основных схемах деформаций зданий (рис. 7.2): перекосе, прогибе и выгибе. Они позволяют в большинстве случаев избежать выполнения трудоемких работ по упрочнению оснований и усилению фундаментов [45].

Предварительно напряженные пояса устраиваются обычно с наружной или внутренней стороны здания в уровне междустажных перекрытий. Они могут быть из арматурной стали, прокатного металла или железобетона. Усиление стен зданий напряженными поясами было предложено институтом МосжилНИИпроект (автор Н.М. Козлов) и достаточно широко освещено в технической литературе.*

При устройстве поясов из арматурной стали (накладных) используют обычно круглую арматуру класса А-1 диаметром от 20 до 40 мм. Для их крепления по углам здания устраивают опорные базы из стальных пластин или уголков. Включение поясов в работу осуществляют при помощи стяжных муфт или гаек. Для сохранения фасадов здания пояса из арматурной стали могут устраиваться в предварительно пробитых штрабах с последующей их заделкой цементно-песчаным раствором и устройством декоративных штукатурных тяг.

При устройстве напряженных поясов из прокатного металла используют обычно профили в виде уголков или

* **Погосов Р.С.** К расчету усиления стен деформированных каменных зданий предварительно напряженными поясами // Науч. тр. АКХ. – 1966. – Вып. 40, Жилищное хозяйство. – № 4.

Нечаев Н.В. Капитальный ремонт жилых зданий. – М.: Стройиздат, 1990. – 207 с.

швеллеров. Для создания предварительного напряжения к концам таких поясов приваривают короткие стержни (длиной 0,5–0,8 м) из арматурной стали класса А-I с резьбой. По углам здания устраивают опорные базы (как в поясах из арматурной стали) и создают натяжение с помощью гаек. Натяжение поясов может также создаваться с помощью стяжных муфт. Но в этом случае короткие стержни из арматурной стали устраивают в середине пролета пояса. Крепление поясов из прокатного металла к стенам здания осуществляется при помощи тяжей, которые устраивают в предварительно просверленные отверстия.

Железобетонные пояса в эксплуатируемых зданиях устраивают значительно реже, чем пояса из арматурной стали и прокатные пояса из прокатного металла. Это делают в основном при надстройке дополнительных этажей и в некоторых других случаях реконструкции зданий (замене карнизов, перекрытий и др.). Железобетонные пояса устраивают по всему периметру зданий. Размеры поперечного сечения пояса (высота и ширина) принимают кратными размерам кирпича (например, 25×14, 38×22, 51×29 см и др.). Армирование пояса устанавливают расчетом. Обычно в каждом поясе устанавливают арматуру диаметром 16–25 мм класса А-III. Железобетонные пояса выполняют непрерывными вдоль всех внутренних и наружных стен. Иногда устройства железобетонных поясов в эксплуатируемом здании (на неравномерно сжимаемом основании) оказывается недостаточно, чтобы повысить его пространственную жесткость. В этом случае дополнительно выполняют армирование кирпичных стен. Для этого используют сетки из арматуры класса Вр-I диаметром 3–4 мм (ячейки 100×100 мм), которые устанавливают в стены через 4–6 рядов кладки, а также арматурные стержни диаметром 6–10 мм из арматуры класса А-I, А-II, А-III.

Способ повышения пространственной жесткости зданий путем устройства горизонтальных дисков (диафрагм)

применяется чаще в жилых и общественных зданиях, в которых междуэтажные перекрытия выполняются из сборных железобетонных панелей [45]. Для усиления жесткости в здании между отдельными плитами перекрытий и покрытий устраиваются прочные стыки.

Необходимая прочность стыков между панелями обеспечивается за счет установки анкерных металлических связей между подъемными петлями (рис. 7.3). В этом случае в эксплуатируемом здании подъемные петли перекрытия освобождают от утепляющей засыпки или полов и соединяют попарно между собой (вдоль и поперек здания). В качестве анкерных связей используют стержни из арматурной стали класса А-I диаметром 12–16 мм, которые крепят с помощью сварки к подъемным петлям. Включение связей в работу осуществляют стяжными муфтами. Все сварные стыки затем защищают от коррозии.

Прочность стыков между панелями перекрытий может обеспечиваться также за счет установки на поверхность панелей перекрытий или покрытий стальных накладок из прокатного металла в виде уголков, швеллеров или полос (рис. 7.4). При этом варианте повышения пространственной жесткости зданий, как и в предыдущем, панели перекрытий по линии установки стальных накладок очищают от утепляющей засыпки или полов. В панелях устраивают гнезда с целью размещения в них анкерных креплений. Для этого в пустотных панелях перекрытий пробивают полки над отверстиями, в ребристых панелях перекрытий расчищают швы в местах их примыкания друг к другу, а в сплошных панелях просверливают сквозные отверстия. В подготовленные таким образом гнезда устанавливают анкерные стержни из арматурной стали класса А-I диаметром 12–16 мм с резьбой и гайками на концах. Гнезда обетонируют мелкозернистым бетоном, а отверстия заполняют цементно-песчаным раствором. После схватывания бетона и раствора устанавливают стальные накладки. Для крепления

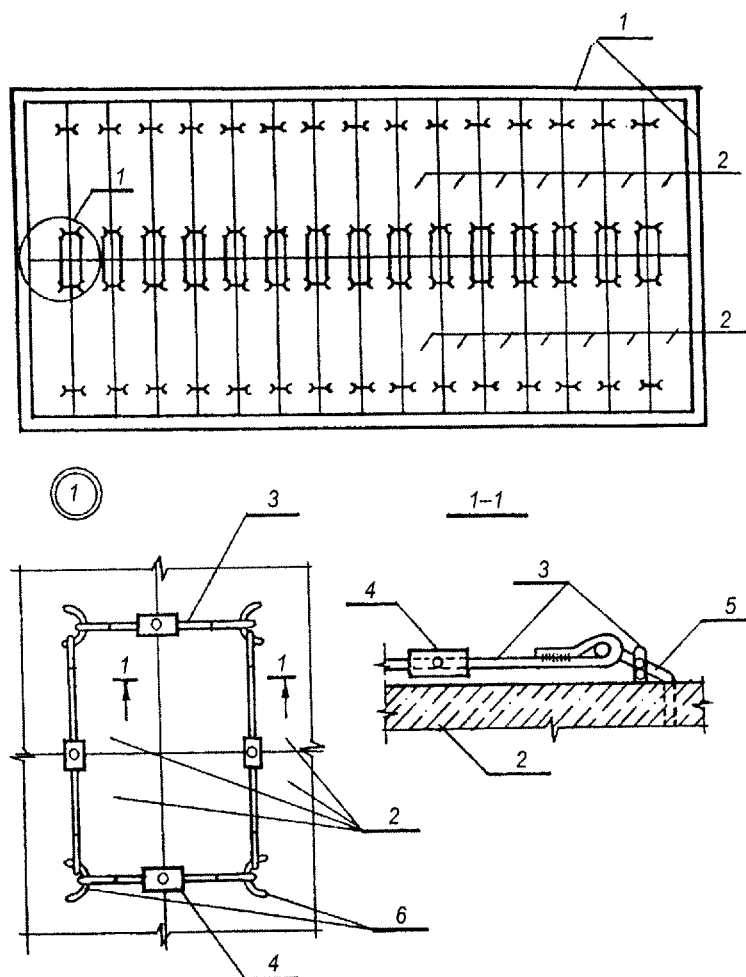


Рис. 7.3. Схема устройства жесткого горизонтального диска в здании путем установки анкерных связей между подъемными петлями панелей перекрытий: 1 – стены здания; 2 – железобетонные панели перекрытия; 3 – анкерная связь; 4 – стяжная муфта; 5, 6 – подъемная петля

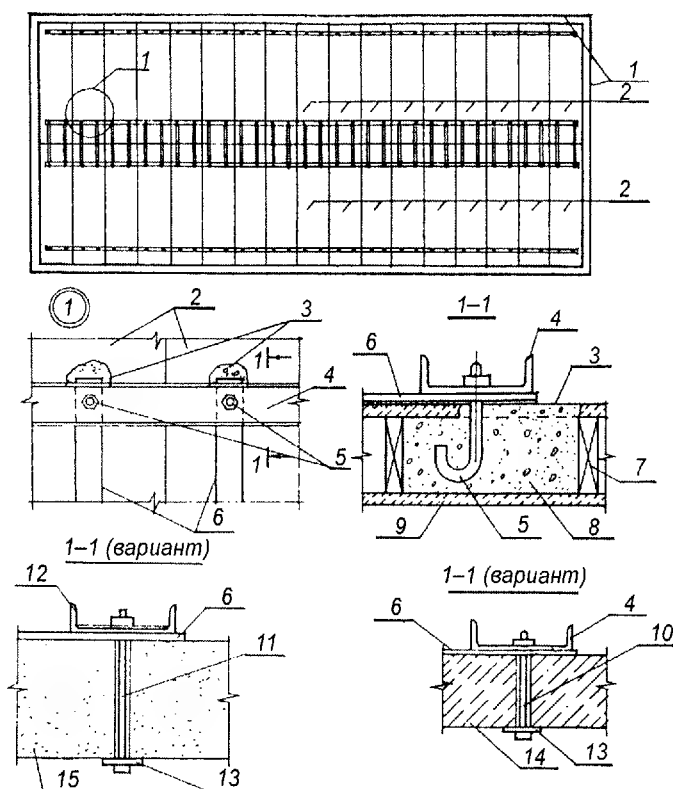


Рис. 7.4. Схема устройства жесткого горизонтального диска в здании путем установки накладок из прокатного металла: 1 – стены здания; 2 – железобетонные панели; 3 – отверстия в полках панелей; 4 – пояс жесткости; 5 – анкерные связи; 6 – пластина-связь; 7 – заглушка; 8 – бетон замоноличивания; 9 – многопустотная железобетонная панель перекрытия; 10 – анкерный болт, установленный в отверстие, просверленное в панели; 11 – анкерный болт, установленный в отверстие, просверленное в шве между панелями; 12 – пояс жесткости из швеллера; 13 – шайба; 14 – сплошная железобетонная панель перекрытия; 15 – ребристая железобетонная панель перекрытия

к анкерным стержням в стальных накладках должны быть просверлены отверстия. Стальные накладки устанавливаются на подливку из цементно-песчаного раствора и плотно притягиваются к панелям путем закручивания гаек. После завершения этих работ производят защиту стальных элементов усиления от коррозии.

Недостатком данного способа повышения пространственной жесткости зданий является сложность создания предварительного напряжения стальных накладок. Как возможный вариант создания предварительного напряжения в накладках может быть рекомендован прием, согласно которому на участках между анкерными креплениями производят расклинивание накладок стальными пластинами.

Таким образом, горизонтальные диски (диафрагмы), выполненные одним из указанных выше способов, значительно повышают пространственную жесткость зданий при неравномерных деформациях грунтов основания.

Вопросы расчета напряженных поясов в условиях эксплуатации зданий рассматривались М.Б. Бойко, В.Д. Васильевым, Б.И. Далматовым, В.И. Крутовым, Р.С. Погосовым, Н.В. Нечаевым и др. Для случая аварийного замачивания грунтов основания, как наиболее характерного для условий эксплуатации зданий, расчет усиления поврежденных стен напряженными поясами предложен А.И. Мальгановым, В.С. Плевковым и автором настоящей книги. Эта методика опубликована в работе [68].

Таким образом, наиболее эффективными способами повышения пространственной жесткости деформируемых зданий являются устройство напряженных поясов и жестких горизонтальных дисков.



ИСПОЛЬЗОВАНИЕ НЕТРАДИЦИОННЫХ ТЕХНОЛОГИЙ В УСЛОВИЯХ РЕКОНСТРУКЦИИ И ВОССТАНОВЛЕНИЯ ЗДАНИЙ

Предлагаются пути совершенствования способов усиления фундаментов, упрочнения оснований реконструируемых и восстанавливаемых зданий. Разработаны способы усиления стальной и плитной частей фундаментов от действия моментных нагрузок, защиты фундаментов от замачивания и влияния сил морозного пучения, крепления стенок выемок, а также практические рекомендации по применению техногенных грунтов из золы в условиях реконструкции и восстановления зданий.

8.1. СОВЕРШЕНСТВОВАНИЕ ПРИЕМОВ УСИЛЕНИЯ СТАКАННОЙ ЧАСТИ ФУНДАМЕНТОВ ПОД КОЛОННЫ С ПОМОЩЬЮ ТЯЖЕЙ

В условиях реконструкции и восстановления зданий (особенно промышленных), иногда за счет появления дополнительных моментных и горизонтальных нагрузок, возникает необходимость усиления стаканной части фундаментов. В таких случаях чаще устраивают обоймы (железобетонные, металлические) вокруг подколонника фундамента либо стальные подкосы (в том числе предварительно напряженные), которые передают часть нагрузки от колонны на плитный участок фундамента или основание [45, 128]. Но эти методы, как правило, трудоемки, требуют затрат материалов (бетона, арматуры) и не всегда могут использоваться при ведении работ в зимних условиях при отрицательной температуре наружного воздуха.

Автором, совместно с В.С. Плевковым и А.И. Мальгановым (1990), разработан способ усиления стаканной части фундаментов под колонны зданий с помощью тяжей (связей), запатентованный в России, и может быть использован при выполнении ремонтно-восстановительных работ и реконструкции зданий [129].

Усиление стаканной части фундамента по предлагаемому способу заключается в следующем (рис. 8.1). На колонне 3, размещенной в стаканной части 2 фундамента, устанавливают обойму 4. Она может быть металлической либо железобетонной и жестко крепится к колонне 3. Затем вскрывают пазух фундамента и очищают его плитную часть 1 от грунта. Между обоймой 4 и краем плитной части 1 фундамента устанавливают в перекрестном направлении связи в виде тяжей 5 и 6, например из круглой арматурной стали, металлических прутков, тросов и др. При этом крепление тяжей может производиться как на уровне

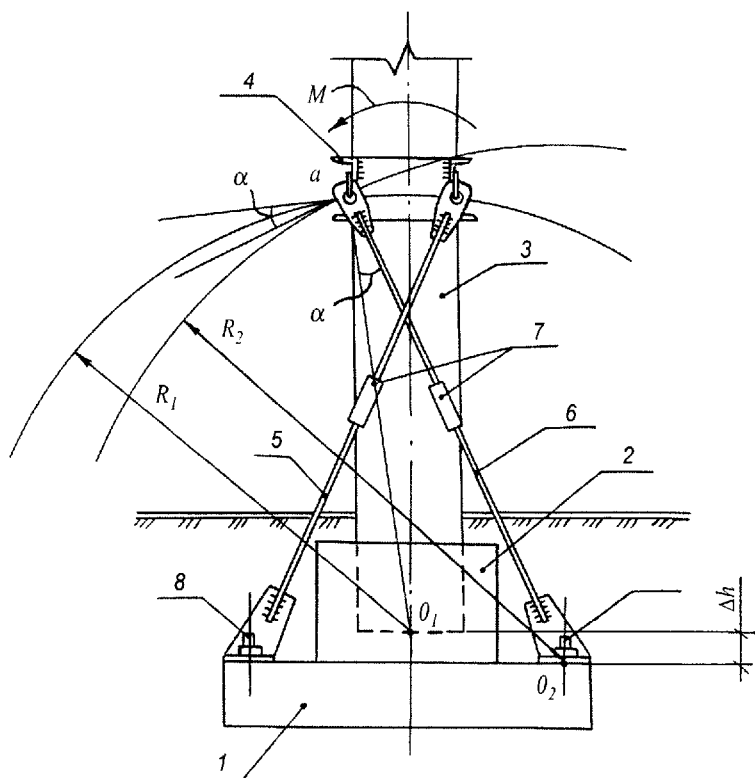


Рис. 8.1. Схема усиления стаканной части фундамента под колонну с помощью перекрестных тяжей (связей): 1 – плитная часть усиливаемого фундамента; 2 – стаканная часть усиливаемого фундамента; 3 – колонна; 4 – обойма на колонне (железобетонная или металлическая); 5, 6 – металлические тяжи, устанавливаемые крест-накрест между обоймой и плитной частью фундамента; 7 – муфта натяжения; 8 – анкерные болты, устанавливаемые на цементном или полимерном растворе в высверленные отверстия

подошвы фундамента, так и на уровне отметки верха плитной части фундамента. На тяжах 5 и 6 предусмотрены муфты 7, с помощью которых производится натяжение.

Рассмотрим работу усиливаемого фундамента при действии моментной нагрузки M . Обойма 4 вместе с колонной 3 будет стремиться повернуться вокруг оси O_1 по окружности радиуса R_1 (рис. 8.1). Если бы при этом тяж 6 не был связан с плитной частью фундамента (точка O_2), то его верхний конец перемещался бы также по окружности радиуса R_1 . Но тяж 6 связан с обоймой 4 и плитной частью фундамента 1 (он предварительно натянут), и в нем будет появляться дополнительное усилие натяжения, противодействующее повороту обоймы 4 и колонны 3, что уменьшает действие моментной нагрузки M на стакан 2 фундамента. В этот момент времени тяж 5 ослаблен и выключается из работы. При появлении моментной нагрузки противоположного знака дополнительное усилие натяжения появляется в тяж 5, а тяж 6 выключается из работы. Следовательно, предлагаемый способ позволяет передать основную часть моментной нагрузки на плитную часть фундамента, разгружая его стаканную часть. Сила натяжения в тяж 6, а следовательно, и степень его разгрузки, пропорциональна углу α между касательными к окружностям, образованным радиусами R_1 и R_2 . Этот угол α равен углу O_1dO_2 , образованному этими же радиусами R_1 и R_2 в точке крепления тяжей к обойме 4. Несложные геометрические построения показывают, что эффект натяжения тяжей 5 и 6 будет тем больше, чем меньше перепад высот Δh между центрами окружностей O_1 и O_2 , образованных радиусами R_1 и R_2 . Благодаря системе тяжей предлагаемый способ надежно усиливает стаканную часть фундамента при значительных моментных нагрузках, перераспределяя их на все тело фундамента.

Преимущество предлагаемого способа по сравнению с наиболее распространенным (традиционным), в котором

для передачи моментной нагрузки на плитную часть фундамента (или основание) по его сторонам устраиваются подкосы (в том числе предварительно напряженные), заключается в следующем. В предлагаемом способе в более благоприятных условиях эксплуатации находится обойма, устраиваемая вокруг колонны для крепления тяжей (связей). При традиционном же способе крепления тяжей обойма (железобетонная или металлическая), устраиваемая вокруг колонны, работает на сжатие со срезом. Это решение является более эффективным, так как позволяет при всех равных условиях (в сравнении с традиционным способом крепления связей) обеспечить большую прочность сечения обоймы с колонной при срезе.

Кроме того, предлагаемое решение перекрестного крепления тяжей (связей) позволяет на участке устройства обоймы повысить прочность материала колонны по сравнению с существующей за счет действия усилий сжатия. В случае традиционного крепления связей (установка сходящихся подкосов по сторонам плитной части фундамента) прочность материала колонны на участке устройства обоймы, наоборот, уменьшается по сравнению с существующей за счет действия усилий отрыва.

Таким образом, предлагаемый способ позволяет снизить материалоемкость конструкций усиления и расширить технологические возможности реконструкции фундаментов зданий и сооружений. Способ рекомендуется использовать в промышленном и сельскохозяйственном строительстве.

8.2. СПОСОБЫ УСИЛЕНИЯ ФУНДАМЕНТОВ ПРИ УВЕЛИЧЕНИИ МОМЕНТНЫХ НАГРУЗОК ОДНОГО ЗНАКА

При реконструкции зданий и сооружений возникают случаи, когда замена оборудования, строительных конст-

рукций, а также дополнительное оборудование помещений при изменении технологического процесса приводят к увеличению моментальных нагрузок одного знака на фундаменты. Однако усилить эти фундаменты традиционными способами (например, путем увеличения опорной площади фундаментов) в стесненных условиях реконструкции зданий обычно не удается.

Накопленный опыт показывает, что усиление фундаментов в стесненных условиях чаще производится путем передачи моментных нагрузок одного знака на сваи (буронабивные, буроинъекционные, забивные, вдавливаемые) или на анкеры специальных конструкций [5, 36, 45, 131]. Но применение этих способов усиления фундаментов в стесненных условиях требует обычно большого объема земляных работ, выполняемых вручную, расхода бетона, арматуры, а также специального оборудования (компактных буровых станков для работы в помещениях, гидравлических домкратов и др.).

Автором, совместно с В.С. Плевковым и А.И. Мальгановым (1990), предложен способ усиления фундаментов, находящихся в стесненных условиях, при увеличении на них эксплуатационных моментных нагрузок одного знака [130]. При этом рассматривается два случая.

В первом случае (рис. 8.2) осуществляется усиление фундамента под тяжелое оборудование внутри производственного здания. Необходимость усиления вызвана появлением временной эксплуатационной нагрузки P , действующей с эксцентриситетом e относительно главной оси подошвы и дополнительно догружающей фундамент. В этом случае на усиливаемый фундамент I под эксплуатируемое тяжелое оборудование 2 действует дополнительная моментная нагрузка $M = Pe$ от груза 3 , создающего временную эксплуатационную нагрузку P . Увеличить опорную площадь подошвы фундамента I в рассматриваемом случае не позволяют подземные инженерные коммуникации 4 .

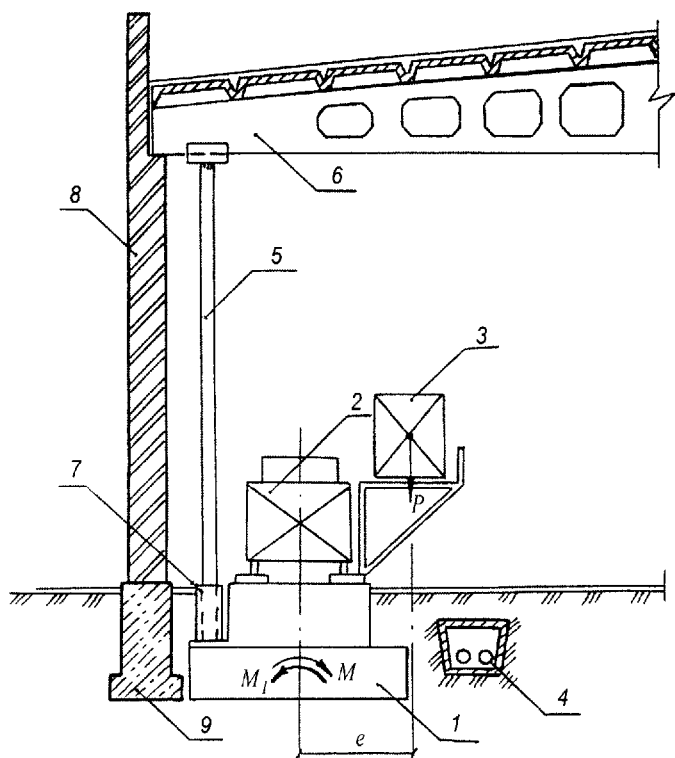


Рис. 8.2. Схема усиления фундамента под оборудование, расположенное внутри здания: 1 – усиливаемый фундамент; 2 – эксплуатируемое тяжелое оборудование; 3 – груз, создающий временную дополнительную эксплуатационную нагрузку; 4 – эксплуатируемые подземные коммуникации; 5 – стойка из металлической трубы; 6 – несущая балка покрытия (упорная конструкция); 7 – отрезок металлической трубы с внутренним диаметром, превышающим диаметр стойки 5; 8 – наружная стена эксплуатируемого здания; 9 – фундамент стены эксплуатируемого здания

Для усиления фундамента *1* выполняют следующие конструктивные мероприятия. Со стороны плитной части фун-

дамента, противоположной направлению действия моментной нагрузки M , устанавливают одну или несколько стоек 5. Стойку (стойки) 5 жестко крепят на сварке к несущей балке (балкам) 6 покрытия, являющимся в данном случае упорной конструкцией. Противоположный конец стойки (стоек) 5 свободно, без закрепления, вставляют в отрезок трубы 7, прикрепленный к железобетонному телу фундамента любым из известных и доступных способов, так как особых требований к прочности крепления нет.

При действии моментной нагрузки M плитная часть фундамента 1 под стойкой 5 стремится приподняться. Стойка при этом работает на сжатие, передавая часть дополнительной нагрузки на балку 6 покрытия. Эта нагрузка направлена вертикально вверх и разгружает узел опоры балки 6 покрытия на стену 8. Таким образом, за счет установки стойки 5 происходит усиление фундамента 1 без дополнительного нагружения (закрепления) упорной конструкции. При возникновении случайных моментных нагрузок противоположного знака (например, M_1) дополнительная нагрузка, направленная вниз, не передается на балку 6 покрытия, так как стойка 5 не связана прочно с плитной частью фундамента. При осадке края фундамента 1 стойка 5 будет перемещаться в направляющей трубе 7, которая будет препятствовать отклонению стойки 5 от вертикального положения.

Во втором случае (рис. 8.3) рассматривается усиление фундамента колонны, расположенного вблизи существующего здания. Необходимость усиления фундамента 1 под колонну 2 реконструируемого здания вызвана появлением нагрузки P от веса установленного вблизи оборудования 3 на фундамент 4. Действие этой нагрузки P приводит к дополнительному догрузению фундамента 1 и появлению крена. В этом случае усиление фундамента 1 под колонну 2 производится следующим образом. К плитной части фундамента 1 со стороны, противоположной направлению дей-

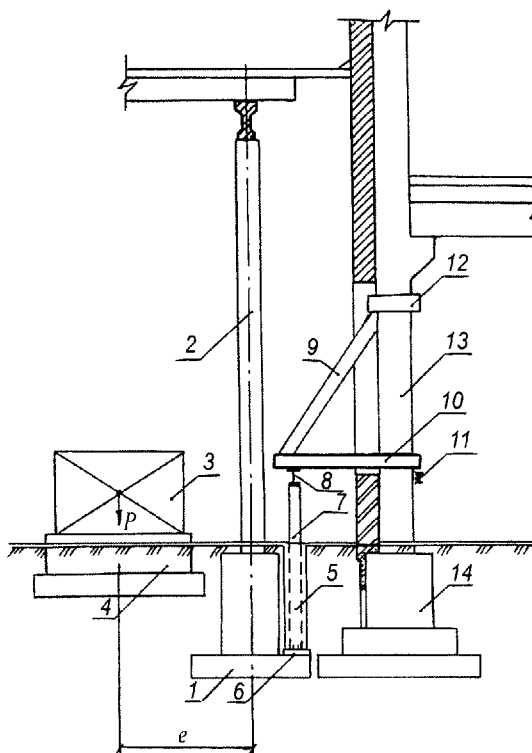


Рис. 8.3. Схема усиления фундамента, расположенного вблизи существующего здания (в стесненных условиях): 1 – усиливаемый фундамент; 2 – колонна реконструируемого здания; 3 – дополнительное оборудование, устанавливаемое в помещении реконструируемого здания; 4 – фундамент под дополнительное оборудование, устанавливаемое при реконструкции здания; 5 – металлическая труба; 6 – опорная металлическая пластина; 7 – стойка из металлической трубы; 8 – распределительная металлическая балка; 9 – металлический подкос; 10 – несущая металлическая балка; 11 – упорная металлическая балка; 12 – обойма вокруг колонны (металлическая или железобетонная); 13 – колонна примыкающего здания; 14 – фундамент примыкающего здания

ствия моментной нагрузки ($M = Pe$), крепят металлическую трубу 5. При этом особых требований к прочности крепления не предъявляется, и оно может выполняться на клею (или другим способом) через опорную металлическую пластину 6, прикрепленную сваркой к торцу трубы 5. При необходимости может устанавливаться не одна труба 5, а две и более. В трубу (трубы) вставляют металлическую стойку (стойки) 7, верхний конец которой (ых) жестко крепят к распределительной металлической балке 8, являющейся одним из элементов упорной конструкции, в состав которой также входят металлические подкосы 9, несущие металлические балки 10, упорная металлическая балка 11 и металлическая или железобетонная обойма 12. Балки 10 и обойма 12 жестко связаны с колонной 13 примыкающего здания. Упорная конструкция устраивается после установки стойки (стоек) 7. Для этого оголяют арматуру колонны 13 и жестко прикрепляют к ней сваркой металлические элементы упорной конструкции 10 и 11. Затем устраивают обойму 12 из прокатного металла или железобетона, жестко прикрепленную сваркой к колонне 13. После этого устанавливают по месту металлические подкосы 9 и прикрепляют их сваркой к обойме 12 и несущим металлическим балкам 10. Операции по креплению на сварке распределительной балки 8 к стойке (стойкам) 7 выполняют в последнюю очередь.

Принцип работы основных элементов усиления фундамента 1 аналогичен предыдущему (см. рис. 8.2). Стойка 7 передает часть моментной нагрузки на упорную конструкцию (элементы 8-12), загружая при этом фундамент 1.

Таким образом, в рассмотренных случаях усиление фундаментов осуществляется путем установки ряда стоек (связей) в распор между упорной конструкцией и плитной частью фундамента со стороны, противоположной направлению действия моментной нагрузки. Предлагаемый способ позволяет расширить технологические возможности

усиления фундаментов в стесненных условиях. Способ рекомендуется использовать в условиях реконструкции и восстановления зданий.

8.3. СОВЕРШЕНСТВОВАНИЕ СПОСОБОВ ЗАЩИТЫ ФУНДАМЕНТОВ ОТ ЗАМАЧИВАНИЯ И ВЛИЯНИЯ МОРОЗНОГО ПУЧЕНИЯ ГРУНТОВ

В процессе строительства, реконструкции и восстановления зданий часто возникает необходимость устройства вертикальной гидроизоляции фундаментов и подвальных стен. Для этой цели в настоящее время широко применяются штукатурные гидроизоляционные покрытия (штукатурные гидроизоляции), основанные на использовании цементных, цементно-песчаных растворов с соотношением портландцемента к песку 1:3 (либо 1:2) и водоцементным отношением $w/c = 0,4^*$. Основными недостатками таких гидроизоляционных покрытий являются низкие трещиноустойчивость, водонепроницаемость и морозоустойчивость. Кроме того, адгезионные свойства штукатурных гидроизоляционных покрытий при устройстве их на гладкой бетонной поверхности обычно недостаточны из-за слабой связи между штукатурным слоем и бетоном. Срок службы штукатурных гидроизоляционных покрытий невелик, и через 3–5 лет они отслаиваются.

Для повышения трещиноустойчивости, водонепроницаемости и морозоустойчивости в цементно-песчаный раствор, перед нанесением его на поверхность, вводят улучшающие добавки минеральной или органической добавки**. В качестве последних обычно используют хлориды

* Попченко С.Н. Гидроизоляция сооружений и зданий. – Л.: Стройиздат, Ленингр. отделение, 1981. – 304 с.

** Бут Ю.М., Сычев М.Н., Тимашев Б.В. Химическая технология вяжущих материалов. – М.: Высш. шк., 1980.

железа или кальция, нитрат и нитрит кальция, алюминат натрия, а также смолы, битумы, латексы и другие добавки, которые обычно вводят в количестве 1–2% от массы цемента. Присутствие хлорного железа в растворе улучшает водонепроницаемость, трещиностойкость и другие свойства штукатурного гидроизоляционного покрытия, но не обеспечивает необходимой его адгезии к гладкой бетонной поверхности фундаментов и стен подвалов. Следовательно, необходимо решать проблему повышения адгезионной прочности штукатурных гидроизоляционных покрытий к гладким бетонным поверхностям.

Автором, совместно с Ю.С. Саркисовым и Г.Г. Волокитиным (1995), предложено два способа устройства на бетонных поверхностях гидроизоляционного покрытия, которое имеет повышенную адгезионную способность, а также устойчивость при действии на вертикальную поверхность фундаментов и стен касательных сил морозного пучения [132, 133].

По первому способу на бетонную поверхность наносят известковое молоко (тесто), затем наносят штукатурный слой из цементно-песчаного раствора, включающего добавку ортофосфорной кислоты в количестве 0,02–0,03% от массы цемента, а после затвердения штукатурного слоя его поверхность оплавливают низкотемпературной плазмой.

Второй способ отличается от первого тем, что на бетонную поверхность перед ее оштукатуриванием цементно-песчаным раствором наносят слой из жидкого стекла, остальные операции совпадают с операциями по первому способу (рис. 8.4).

А.И. Кудяков (1983) объясняет повышение адгезионной прочности первичной карбонизацией известкового покрытия с образованием карбоната кальция, который в последующем взаимодействует на контакте с гидроалюминатом кальция цементно-песчаного раствора, образуя гидрокарбоалюминат кальция.

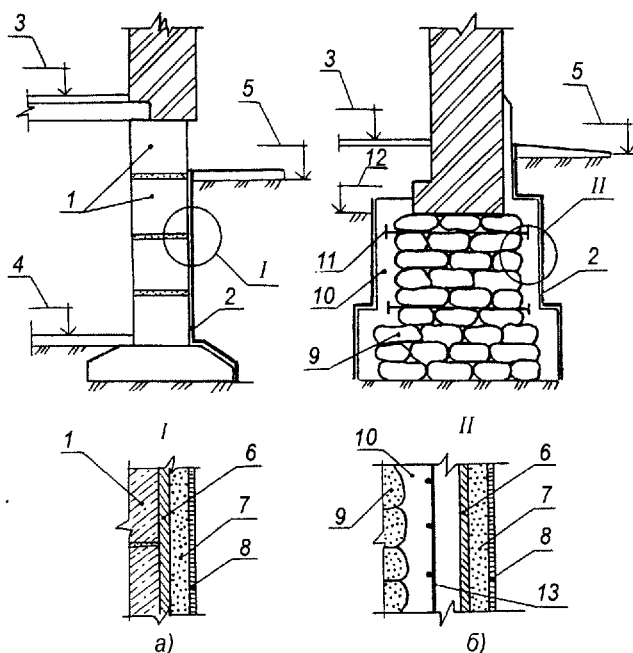


Рис. 8.4. Схема устройства гидроизоляционного покрытия на боковой поверхности ленточных фундаментов: а – из сборных бетонных блоков; б – из бутового камня; 1 – подвальная бетонная стена из сборных бетонных блоков с гладкой боковой поверхностью; 2 – устраиваемое гидроизоляционное покрытие; 3 – отметка пола первого этажа здания; 4 – отметка пола подвала; 5 – отметка наружной поверхности земли; 6 – слой шпаклевки из известкового теста, либо слой обмазки из жидкого стекла; 7 – штукатурный слой из цементно-песчаного раствора с добавкой (модифицированный цементно-песчаный раствор); 8 – гладкое защитное стекловидное покрытие, контактирующее с окружающей средой; 9 – бутовая кладка фундамента; 10 – монолитная железобетонная обойма; 11 – анкеры из арматурной стали для надежного закрепления железобетонной обоймы; 12 – отметка поверхности земли внутри здания; 13 – сетка из арматурной стали, устанавливаемая при устройстве монолитной железобетонной обоймы

При плазменной обработке цементно-песчаного раствора (штукатурного слоя) с добавкой ортофосфорной кислоты (0,02–0,03% от массы цемента) наблюдается усиление сцепления штукатурного слоя с защитным стекловидным покрытием. Оба способа были испытаны при различном содержании ортофосфорной кислоты в цементно-песчаном растворе. Результаты испытаний показали [132, 133], что предварительная обмазка бетонной поверхности известковым тестом или жидким стеклом с последующим нанесением штукатурного раствора, содержащего добавку ортофосфорной кислоты в количестве 0,02–0,03% от массы цемента, и оплавление штукатурного слоя низкотемпературной плазмой существенно увеличивают адгезию гидроизоляционного слоя покрытия при сохранении высокой прочности и водонепроницаемости покрытия.

Таким образом, разработанный способ устройства гидроизоляционного покрытия повышает надежность защиты фундаментов, стен зданий от замачивания и воздействия касательных сил морозного пучения грунтов.

8.4. ПРИЕМЫ КРЕПЛЕНИЯ СТЕНОК ВЫЕМОК В УСЛОВИЯХ РЕКОНСТРУКЦИИ И ВОССТАНОВЛЕНИЯ ЗДАНИЙ

При реконструкции и восстановлении зданий возникает необходимость крепления стенок выемок (котлованов, траншей), откосов и склонов различных земляных сооружений. Часто такие работы выполняются в стесненных условиях. Обобщение опыта крепления стенок выемок показывает, что закрепление массива грунта может осуществляться термическим или химическим способами [6, 54, 126 и др.]. В последние годы в условиях реконструкции и восстановления зданий все чаще применяется способ крепления стенок выемок торкретированием. По этому способу на стенку под высоким давлением производят

набрызг бетонной смеси слоями, при этом по грунту или между соответствующими слоями можно устанавливать арматурную сетку, получая в результате монолитную железобетонную конструкцию.

Оценивая вышеуказанные способы, можно отметить, что практически все они трудоемки, обладают недостаточной антикоррозийной защитой стенок в случае эксплуатации в агрессивных условиях и имеют ограниченную область применения, особенно в стесненных условиях.

Автором, совместно с Г.Г. Волокитиным и др. (1991), разработан способ крепления стенки выемки, который обладает улучшенными технологическими возможностями и позволяет увеличить антикоррозийные свойства стенки. Достигается это тем, что в стенке формируют арматурную сетку с ячейками в виде параллелограммов. Для этого два параллельных ряда наклонных стержней погружают в грунт на определенном расстоянии от края стенки. Затем по дну выемки, вдоль линии сопряжения дна со стенкой, образуют траншею, а стенку обжигают потоком низкотемпературной плазмы до термоукрепления грунта в зоне арматурной сетки.

Предлагаемый способ запатентован в России и может использоваться в условиях реконструкции и восстановления зданий при выполнении земляных работ по укреплению стенок траншей и котлованов [134].

При воздействии низкотемпературной плазмы на грунт происходит его термическое укрепление и образуется монолитная конструкция, состоящая из армированного термоупрочненного грунта с оплавленным поверхностным слоем. Такая стенка обладает антикоррозионными и гидроизоляционными свойствами, так как стекловидная пленка, получаемая на поверхности стенки в результате обжига, защищает стенку от влаги и препятствует ее разрушению при воздействии агрессивной среды. При этом часть расплава стекает по стенке в траншею, образуя дополни-

тельный подпор, который повышает устойчивость массива грунта, прилегающего к стенке.

Крепление стенки выемки по предлагаемому способу осуществляется следующим образом (рис. 8.5). На предварительно определенном расстоянии от края стенки выемки 1, при котором сохраняется ее целостность (ориентировочно 30–40 см), забивают (погружают) вначале ряд арматурных стержней 2 периодического профиля, наклоненных к поверхности основания 3 под углом примерно 60°. Это расстояние (30–40 см) выбрано исходя из условия сохранения целостности стенки при забивке (погружении) стержней и зависит, в основном, от вида грунта и глубины выемки. Арматурные стержни вбивают с шагом 30–50 см на глубину, примерно равную отметке заложения дна траншеи 4 (или ниже), которая устраивается вдоль линии сопряжения дна выемки 5 со стенкой 1. Аналогичным образом забивают другой ряд арматурных стержней 6, который располагают вплотную к забитому ряду стержней 2, но с противоположным углом наклона. Забитые таким образом стержни образуют в грунте арматурную сетку 7 с ячейками в виде параллелограммов. Затем стенку обжигают потоком низкотемпературной плазмы. Устройство для обжига содержит передвижную тележку 9, на которой шарнирно закреплены гидродомкрат 8 и траверсы 10. К траверсам 10 шарнирно прикреплены две направляющие стойки 11, и на них установлен плазменный генератор 12 – плазмотрон с механизмом возвратно-поступательного перемещения 13 и камерой 14, выполненной в виде прямоугольного короба с одной открытой стороной.

Устройство работает следующим образом. Тележка 9 устанавливается на верхней площадке вдоль стенки выемки 1 так, чтобы расстояние от подвергаемой обжигу поверхности до камеры составляло 5–10 мм. После этого включают гидродомкрат 8, усилие которого вдавливают опорные концы направляющих стоек 11 в грунт, закрепляя

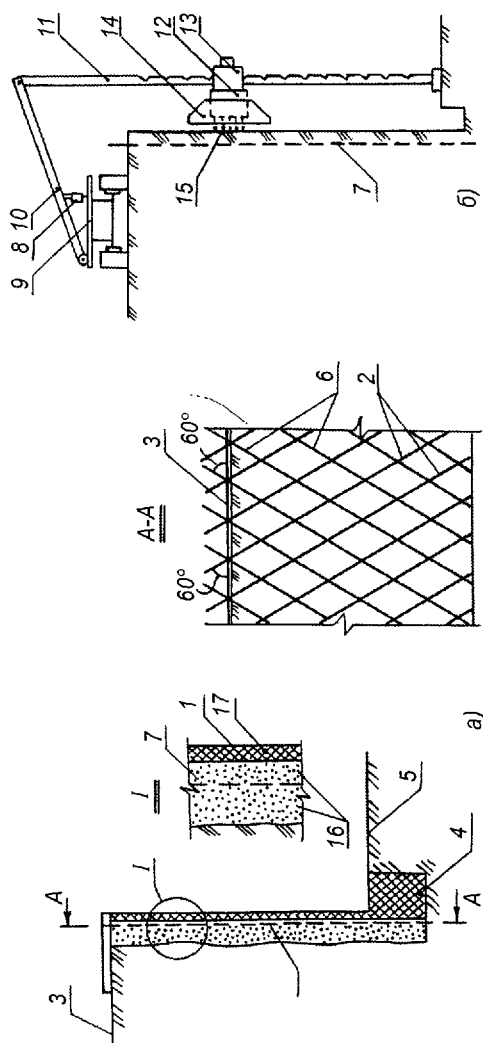


Рис. 8.5.

Схема крепления стенки выемки: *a* – стенка выемки в поперечном разрезе; *b* – принципиальная схема устройства для обжига грунта: 1 – стенка выемки; 2 – ряд арматурных стержней; забитых (погружаемых) наклонно в грунт; 3 – поверхность основания; 4 – траншея; 5 – поверхность дна выемки; 6 – другой ряд арматурных стержней, забитых (погружаемых) вплотную к ряду стержней 2, но с противоположным наклоном; 7 – арматурная сетка с ячейками в виде параллелограммов; 8 – гидравлический домкрат; 9 – передвижная тележка; 10 – траверсы; 11 – направляющие стойки; 12 – плазменный генератор (плазматрон); 13 – механизм возвратно-подступательного перемещения; 14 – камера; 15 – плазменный поток; 16 – термоупрочненный армированный грунт; 17 – оплавленный поверхностный слой грунта

тем самым их в фиксированном относительно обрабатываемой поверхности положении. Затем включают плазмотрон 12, и под действием механизма перемещения 13 последний вместе с камерой 14 совершает движение по направляющим стойкам 11 в вертикальной плоскости. Плазменные потоки 15, воздействуя на обрабатываемую поверхность, оплавливают верхний слой грунта и за счет теплопередачи термоупрочняют грунт, расположенный вокруг стержней, прочно связывая его с арматурной сеткой. При этом образуется монолитная конструкция, состоящая из термоупрочненного армированного грунта 16 с оплавленным поверхностным слоем 17. После одного прохода плазмотрона на высоту стенки выемки тележка перемещается вдоль стенки выемки на расстояние, равное ширине оплавленной зоны, затем процесс повторяется.

Таким образом, предложенный способ крепления стенок выемок обладает улучшенными технологическими возможностями (особенно в стесненных условиях), повышает антикоррозийные и гидроизоляционные свойства и является наиболее эффективным в условиях реконструкции и восстановления зданий.

8.5. УСТРОЙСТВО БУРОИНЪЕКЦИОННЫХ СВАЙ В СЕЗОННОПРОМЕРЗАЮЩИХ ГРУНТАХ

Автором, совместно с С.В. Юшубе и В.В. Фурсовым (1999), предложен способ изготовления буроинъекционных свай в сезоннопромерзающих грунтах, который может с успехом использоваться для устройства фундаментов сооружений [135]. По этому способу вначале бурят скважину 1 обычным методом на требуемую глубину (рис. 8.6). Затем нижнюю часть скважины до уровня сезонного промерзания 2 заполняют снизу вверх цементно-песчаным раствором 3 (при необходимости выполняют армирование нижней части свай). Сразу же после этого в скважину 1 погружают сборный железобетонный элемент 4 до полно-

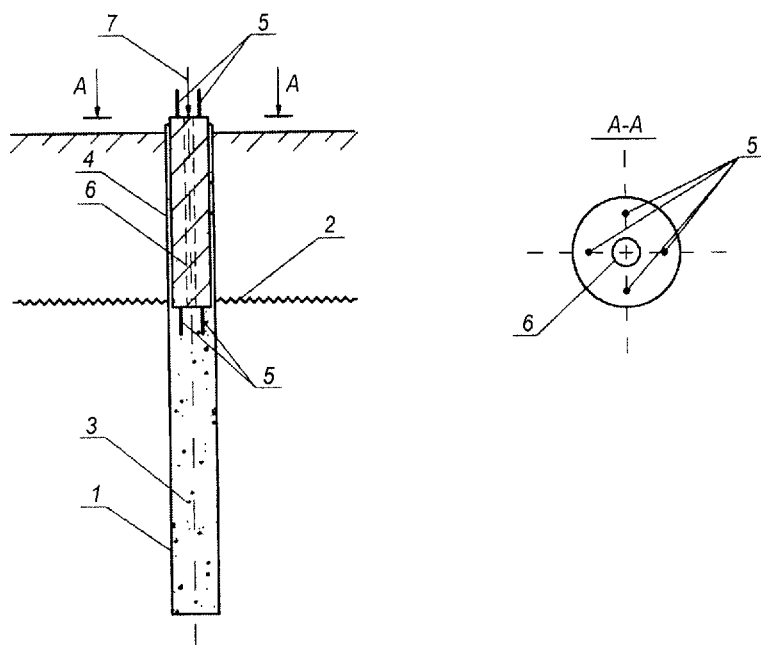


Рис. 8.6. Способ изготовления буронагнетательной сваи в сезоннопромерзающем грунте: 1 – свая; 2 – отметка сезонного промерзания; 3 – цементно-песчаный раствор; 4 – сборный железобетонный элемент; 5 – выпуски арматуры из железобетонного элемента; 6 – отверстие в железобетонном элементе; 7 – вертикальная нагрузка

го погружения его выступающей арматуры 5 в цементно-песчаный раствор 3. В пучинистых грунтах на контакте боковой поверхности железобетонного элемента и стенки скважины выполняют противопучинистую защиту. С этой целью боковую поверхность железобетонного элемента или стенки скважины предварительно обрабатывают противопучинистым составом на глубину промерзания грунта. Через отверстие 6 в железобетонном элементе 4 при его погружении вытесняется воздух из скважины, исклю-

чая тем самым образование воздушной подушки внутри скважины 1. Железобетонный элемент фиксируют, например, прикладывая к нему вертикальную нагрузку 7. Для опрессовки скважины через отверстие 6 в железобетонном элементе 4 нагнетают под давлением дополнительный цементно-песчаный раствор и после опрессовки нагрузку 7 снимают. В результате такого воздействия происходит заполнение всех зазоров, уплотнение цементно-песчаного раствора, вдавливание его в грунт и уплотнение грунта вокруг сваи.

Предлагаемый способ позволяет получить комбинированную составную сваю, у которой нижняя часть представляет собой обычную буроинъекционную сваю. На твердение цементно-песчаного раствора такой сваи не оказывает влияние мерзлотный грунт, так как монолитная часть сваи расположена ниже уровня его сезонного промерзания. Регулируя давление и расход раствора, можно получить в этой части скважины уширение на любом уровне, повышающее прочность и несущую способность сваи. Верхняя часть сваи – железобетонный элемент – имеет, как правило, длину значительно меньшую нижней части. Его изготовление, транспортировка на место и погружение в грунт нетрудоемки. Погружение железобетонного элемента в скважину без разрушения массива мерзлотного грунта обеспечивает герметизацию устья скважины и дополнительную защиту от воздействия отрицательных температур на процесс твердения цементно-песчаного раствора. Кроме того, использование сборных железобетонных элементов позволяет исключить специальные средства для герметизации скважины при ее опрессовке. В предлагаемом способе опрессовку производят через отверстие в железобетонном элементе при его фиксированном положении. Надежность стыка между частями сваи обеспечивается полным погружением нижней арматуры железобетонного элемента в еще не затвердевший раствор, а также отсутствием воздушной

подушки между железобетонным элементом и нижней частью сваи, поскольку воздух вытесняется через отверстие в железобетонном элементе при его погружении. Подаваемый под давлением дополнительный раствор через отверстие в железобетонном элементе еще больше повышает прочность стыка и сваи в целом, заполняя имеющиеся пустоты между стенками скважины и железобетонным элементом, в нижней части сваи, в местах стыка и т.д.

Таким образом, предлагаемый способ обеспечивает гарантированные прочностные качества сваи при практически полном исключении влияния внешней среды (промерзание грунта) с наименьшими затратами.

8.6. ПРАКТИЧЕСКИЕ РЕКОМЕНДАЦИИ ПО ИСПОЛЬЗОВАНИЮ ТЕХНОГЕННЫХ ГРУНТОВ ИЗ ЗОЛЫ В УСЛОВИЯХ РЕКОНСТРУКЦИИ И ВОССТАНОВЛЕНИЯ ЗДАНИЙ

В условиях реконструкции и восстановления зданий часто возникает необходимость устройства искусственных оснований, подсыпок под полы, обратных засыпок пазух фундаментов, планировки территорий. Для этой цели могут использоваться техногенные грунты из золы и золошлаковых отходов тепловых электростанций (ТЭС). Применение таких грунтов в условиях реконструкции (восстановления) зданий обусловлено обычно дефектом сыпучих строительных материалов (песка, гравия, щебня), а также отсутствием грунтовых карьеров вблизи таких объектов.

Использование техногенных грунтов в условиях реконструкции и восстановления зданий рассмотрим на примере золы Томской ГРЭС-2. Как отмечалось в подразделе 5.2, зола гидроудалений Томской ГРЭС-2 является продуктом сжигания каменных углей и по своим свойствам, составу и классификационным показателям не отличается суще-

ственным образом от аналогичных продуктов сжигания многих ТЭС. Она представляет собой сыпучий материал серого цвета, который по гранулометрическому составу соответствует пескам пылеватым или супесям. По химическому составу зола является кислой, с незначительным содержанием сернистых соединений (SO_3 не превышает 0,15–0,34%). Наличие химических компонентов, способствующих цементации, невелико, поэтому зола обладает слабыми вяжущими свойствами. Содержание несгоревших углистых веществ не превышает 1,5–4,5%. По сравнению с природными грунтами зола обладает низкой плотностью и высокой пористостью. Основные физико-механические свойства золы, химический и гранулометрический составы приведены в табл. 8.1 и 8.2.

По результатам выполненных исследований подготовлены практические рекомендации по использованию техногенных грунтов из золы для условий реконструкции и восстановления зданий, основная суть которых излагается ниже*:

1. Общие положения

- 1.1. Рекомендации распространяются на применение техногенных грунтов из золы Томской ГРЭС-2 для устройства оснований сооружений, подсыпок под полы в зданиях промышленного и гражданского назначения, а также для планировки территорий.
- 1.2. Зола гидроудаления применяется для замены природных слабых грунтов вместо гравийно-песчаной смеси с целью экономии дефицитных сыпучих строительных материалов.

* Полищук А.И., Балюра М.В., Луговой С.Г. Рекомендации по использованию золы гидроудаления Томской ГРЭС-2 для устройства подсыпок под полы и планировки территории. – Томск, 1988. – 16 с.

Таблица 8.1

Основные физико-механические свойства золы Томской ГРЭС-2

Наименование характеристик и показателей	Размерность	Значения характеристик и показателей
1. Влажность золы на золоотвале	%	20–56
2. Плотность частиц золы	т/м ³	2,10–2,33
3. Оптимальная влажность	%	34–36
4. Максимальная плотность сухой (скелета) золы	т/м ³	0,98–1,03
5. Насыпная плотность в воздушно-сухом состоянии	т/м ³	0,7–0,8
6. Угол внутреннего трения: при коэффициенте уплотнения, равном 0,90 то же, равном 0,95	град.	29–30 32–34
7. Удельное сцепление: при коэффициенте уплотнения, равном 0,9 то же, равном 0,95	кПа	4–8 20–25
8. Модуль деформации, установленный по результатам штамповых испытаний (площадь штампа 5000 см ²) при давлении до 0,2 МПа: при коэффициенте уплотнения, равном 0,90 то же, равном 0,95	МПа	5–7 11–15
8. Модуль деформации, установленный по результатам компрессионных испытаний в интервале давлений от 0,1 до 0,2 МПа: при коэффициенте уплотнения, равном 0,90 то же, равном 0,95	МПа	6–8 12–18
9. Коэффициент фильтрации	м/сут	0,08–0,5
10. Пучение в условиях закрытой системы питания влагой	%	Менее 1

Таблица 8.2

**Химический и гранулометрический составы золы
Томской ГРЭС-2**

Наименование показателей	Содержание, %
Химический состав	
Двуокись кремния SiO_2	59,4–64,0
Окись алюминия Al_2O_3	26,80–26,12
Окись железа Fe_2O_3	4,14–7,90
Окись кальция CaO	2,69–5,45
Окись магния MgO	0,25–0,74
Трехокись серы SO_3	0,15–0,34
Двуокись титана TiO_2	0,53–0,55
Окись натрия Na_2O	нет
Окись калия K_2O	нет
Потери при прокаливании (ППП)	1,60–4,50
Размеры частиц и выделяемые фракции	
0,5...0,05 мм (песчаная)	55
0,05...0,0005 мм (пылеватая)	41
Менее 0,005 мм (глинистая)	3–4

- 1.3. Устройство оснований сооружений, подсыпок под полы и планировка территорий производится в соответствии с действующими нормативными документами и с учетом требований настоящих рекомендаций.
- 1.4. Зола Томской ГРЭС-2 не является агрессивной по отношению к бетону, железобетону, конструкциям и элементам из стали, алюминия, меди, а также к материалам, используемым для изоляции кабелей (полихлорвиниловый пластик, полиэтилен).
- 1.5. Техногенные грунты из золы Томской ГРЭС-2 по степени морозоопасности могут быть отнесены к слабопучинистым. Показатель дисперсности D , установлен-

ный для золы (песка пылеватого), изменяется от 4 до 5 при ее полном водонасыщении.

Примечание. Показатель дисперсности D определяется согласно пособию по проектированию оснований зданий и сооружений (к СНиП 2.02.01-83).*

- 1.6. Определение физико-механических характеристик техногенных грунтов из золы может производиться в соответствии со стандартами и нормативными документами, разработанными на испытания природных грунтов.

2. Технические требования к техногенным грунтам из золы Томской ГРЭС-2

- 2.1. Техногенные грунты из золы гидроудаления, используемые при устройстве оснований сооружений, подсыпок под полы и планировке территорий, должны удовлетворять следующим требованиям:

- содержание сернистых и сернокислых соединений в расчете на SO_2 по массе не должно превышать 3%; зола должна находиться в талом состоянии;
- зола не должна содержать мусор и растительный грунт.

- 2.2. Перед уплотнением техногенных грунтов из золы их влажность должна быть доведена до оптимальной $W_{\text{опт}}$.

Примечание. Оптимальная влажность определяется испытаниями в приборе стандартного уплотнения в соответствии с ГОСТ 22733-77 "Метод лабораторного определения максимальной плотности".

- 2.3. Плотность сложения техногенных грунтов из золы оценивается коэффициентом уплотнения $K_{\text{сот}}$.

Примечание. Коэффициент уплотнения $K_{\text{сот}}$ представляет отношение требуемой или фактической

плотности сухой золы ρ_d к максимальной плотности $\rho_{d\text{макс}}$, определяемой по испытаниям в приборе стандартного уплотнения. Величина коэффициента уплотнения задается проектом, а соответствующая ему плотность сухой золы определяется по результатам стандартного уплотнения.

3. Производство работ по послойному уплотнению техногенных грунтов из золы

- 3.1. При уплотнении техногенных грунтов из золы последовательно выполняются следующие работы:
 - разработка и погрузка золы в транспортные средства;
 - отсыпка, разравнивание и подсушивание золы;
 - доувлажнение или подсушка золы;
 - уплотнение отсыпаемого слоя;
 - проверка качества уплотнения.
- 3.2. Разрабатывать техногенные грунты из золы рекомендуется с помощью экскаваторов, ведущих разработку ниже уровня своей стоянки (драглайн, обратная лопата и т.д.).
- 3.3. Транспортировку техногенных грунтов из золы рекомендуется выполнять автосамосвалами с послойной отсыпкой.
- 3.4. Разравнивание отсыпанных техногенных грунтов из золы производится бульдозером. В конце этого этапа работы рекомендуется производить подкатку разравниваемого слоя при 4–5 проходах бульдозера до плотности сложения, соответствующей коэффициенту уплотнения 0,88–0,89.
- 3.5. Толщина уплотняемых слоев (после подкатки) должна находиться в пределах 30–35 см. Уплотнение каждого слоя производится катками на пневматических шинах весом не менее 160 кН (16 тс). Требуемое коли-

чество проходов катка устанавливается пробным уплотнением (ориентировочно 15–20 проходов по одному следу). Максимальное контактное давление на уплотненный слой от колеса не должно превышать 0,6 МПа.

3.6. Не рекомендуется уплотнять техногенные грунты из золы:

- при отрицательной температуре воздуха;
- при влажности менее $0,9 W_{онм}$, более $1,1 W_{онм}$;
- транспортными средствами, создающими контактное давление после подкатки менее 0,45 МПа.

3.7. При недостаточной влажности техногенных грунтов из золы производят их доувлажнение на месте укладки до оптимальной влажности. Необходимый объем воды на 1 м^3 уплотненных искусственных грунтов из золы определяется по формуле:

$$Q = \rho_d (KW_{онм} - W) V / \rho_w, \quad (8.1)$$

где ρ_d – требуемая плотность сухой золы, т/м^3 ; $W_{онм}$ – оптимальная влажность; K – коэффициент, учитывающий влияние климатических условий: при возможности испарения воды принимается равным 1,1; в дождливое время – 0,9; при замачивании через скважины – 1,0; ρ_w – плотность воды, равная 1 т/м^3 ; V – объем золы, равный 1 м^3 .

С целью достижения равномерного распределения воды по всему уплотненному слою необходимо производить перемешивание увлажненных техногенных грунтов золы.

3.8. Для оценки качества послойного уплотнения техногенных грунтов из золы необходимо отбирать пробы на влажность и плотность (ГОСТ 5180-84 Грунты. Метод лабораторного определения физических характеристик) с каждых 300 м^2 уплотняемой поверхности.

- 3.9. После окончания работ по уплотнению техногенных грунтов из золы необходимо провести их одерновку с целью предотвращения высыхания, пыления и других неблагоприятных явлений.
- 3.10. Уплотнение в стесненных условиях (вблизи стен и колонн) можно производить малогабаритными механическими трамбовками, виброплитами и другими средствами малой механизации с обязательным контролем качества уплотнения.

4. Контроль качества производства работ

- 4.1. Контроль качества уплотнения техногенных грунтов из золы производится специалистами с участием представителей заказчика и авторского надзора. Результаты контроля должны оформляться актом на скрытые работы.
- 4.2. При производстве работ по уплотнению искусственных грунтов из золы систематически контролируются:
- влажность разрабатываемой золы и наличие посторонних примесей;
 - толщина уплотняемых слоев;
 - количество проходов грунтоуплотняющих механизмов по одному следу;
 - плотность сложения уплотняемого слоя;
 - влажность уплотняемой среды.
- 4.3. Если плотность сложения (коэффициент уплотнения) техногенных грунтов из золы оказывается меньше требуемой (требуемого) по проекту, то необходимо проводить доуплотнение основания. При этом нужно либо увеличить количество проходов уплотняющего механизма по одному следу или их массу, либо уменьшить толщину уплотняемого слоя.

ЗАКЛЮЧЕНИЕ

Результаты выполненных исследований по разработке новых подходов и совершенствованию методов проектирования фундаментов реконструируемых (восстанавливаемых) зданий на глинистых и техногенных грунтах позволяют сделать обобщения и рекомендации, которые сводятся к следующему.

Анализ опыта эксплуатации, обследования и восстановления зданий на глинистых грунтах позволил выявить влияние различных факторов на деформации и разрушения зданий. Для городских условий Западно-Сибирского региона (на примере Томска) установлено, что основные причины деформаций и разрушения зданий на глинистых грунтах происходят в результате ошибок, допущенных на стадии строительства и эксплуатации зданий. Их суммарная доля из числа обследованных промышленных и гражданских зданий составляет 74%. При этом наибольшее число случаев разрушения и деформаций зданий (42%) происходит в результате их неправильной эксплуатации. Остальные причины деформаций и разрушения зданий (26%) связаны с ошибками, допущенными на стадии проектирования, инженерно-геологических изысканий, а также в связи с физическим износом, стихийными бедствиями и др.

Выявлены закономерности изменения давления фундаментов мелкого заложения на основания из глинистых грунтов в зависимости от группы, конструктивной схемы и высоты зданий, периода их постройки, вида и состояния грунтов несущего слоя. Установлены особенности изменения свойств глинистых грунтов, уплотненных давлением фундаментов длительно эксплуатируемых зданий, что позволило усовершенствовать метод определения расчетного сопротивления грунта основания для проектирования фундаментов реконструируемых и восстанавливаемых зданий на глинистых грунтах.

Установлены закономерности распределения контакт-

ных давлений и напряжений в глинистых (лессовых) и техногенных (зольных) грунтах в основании жестких штампов-фундаментов при различных схемах нагружения, характерных для условий реконструкции и восстановления зданий. Выявлено, что при повторном нагружении оснований штампов-фундаментов, после их промежуточной разгрузки, наблюдается увеличение концентрации вертикальных и горизонтальных напряжений в области под штампом по сравнению с напряжениями, полученными на первом этапе их нагружения. Установлены пределы применимости теории линейно деформируемой среды для определения напряжений в глинистых (лессовых) и техногенных (зольных) грунтах в пределах сжимаемой толщи оснований фундаментов реконструируемых и восстанавливаемых зданий.

Предложен комплексный научный подход к проектированию фундаментов реконструируемых и восстанавливаемых зданий, базирующийся на использовании параметров расчетного сопротивления уплотненного (давлением зданий) грунта, области линейной деформируемости грунтового основания и данных о фактическом напряженно-деформированном состоянии оснований штампов-фундаментов. Выявлено влияние контактных давлений на размеры площади подошвы прямоугольного в плане фундамента. Разработаны алгоритм и программа решения задач по прогнозированию загрузения оснований фундаментов реконструируемых и восстанавливаемых зданий.

Разработана классификация способов усиления фундаментов реконструируемых и восстанавливаемых зданий, которая объединяет приемы усиления элементов не по конструктивным признакам и типам фундаментов, а по условиям (схемам) их работы. Предложены новые способы защиты фундаментов от замачивания и влияния сил морозного пучения, усиления стальной и плитной частей фундаментов от действия моментных нагрузок, крепления стенок выемок грунта.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. **СНиП 11-02-96.** Инженерные изыскания для строительства. Основные положения / ПНИИИС. – М.: Минстрой России, 1997. – 43 с.
2. **Справочник по общестроительным работам. Инженерные изыскания в строительстве** / С.П. Абрамов, Л.И. Белявский, А.С. Спиридонов и др. / ПНИИИС Госстроя СССР. – М.: Стройиздат, 1975. – 480 с.
3. **Далматов Б.И., Бронин В.Н., Улицкий В.М., Пронев Л.К.** Особенности устройства фундаментов на пылевато-глинистых грунтах в условиях реконструкции // Основания фундаменты и механика грунтов. – 1986. – № 5. – С. 4–6.
4. **Сотников С.Н., Симагин В.Г., Вершинин В.П.** Проектирование и возведение фундаментов вблизи существующих зданий (Опыт строительства в условиях Северо-Запада СССР) / Под ред. С.Н. Сотникова. – М.: Стройиздат, 1986. – 96 с.
5. **Коновалов П.А.** Основания и фундаменты реконструируемых зданий. – 4-е изд., перераб. и доп. – М.: ВНИИНТПИ, 2000. – 318 с.
6. **Гильман Я.Д., Гильман Е.Д.** Усиление и восстановление зданий на лессовых просадочных грунтах. – М.: Стройиздат, 1989. – 160 с.
7. **Методика обследования и проектирования оснований и фундаментов при капитальном ремонте, реконструкции и надстройке зданий** / Н.Г. Смолянская, Р.Г. Комиссарчик, Б.Н. Ершов и др. – М.: Стройиздат, 1972. – 111 с.
8. **Зиангиров Р.С., Разумов Г.А.** Инженерные изыскания при реконструкции зданий и сооружений // Проектирование и инженерные изыскания. – 1987. – № 6. – С. 28–30.
9. **СТП МИСИ им. В.В. Куйбышева. Методика выполнения измерений давления в природном грунтовом массиве** / В.Ф. Сидорчук, М.В. Егоров. – М., 1990. – 28 с.
10. **Полищук А.И.** Методика полевых комплексных исследований напряженного состояния лессовых грунтов в основании фундаментов // Проектирование и строительство зданий и сооружений на лессовых просадочных грунтах. Тез. докл. к республ. научно-практ. конф. Т. 2. Теории и методики расчета оснований и фундаментов. – Барнаул, 1980. – С. 75–83.
11. **Тер-Мартirosян З.Г., Кятов Н.Х., Сидорчук В.Ф.** Экспериментальные и теоретические основы определения напряженного состояния грунтов естественного сложения // Инженерная геология. – 1984. – № 4. – С. 13–25.

12. **Экспериментальные исследования напряженно-деформированного состояния лессовых грунтов в основании жестких штампов** / Н.А. Цытович, М.Ю. Абелев, В.Ф. Сидорчук, А.И. Полищук // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 1979. – № 3. – С. 17–19.
13. **Методическое пособие по инженерно-геологическому изучению горных пород.** В 2-х т. Т. 1. Полевые методы / Под ред. Е.М. Сергеева. – 2-е изд., перераб. и доп. – М.: Недра, 1984. – 423 с.
14. **Трофименков Ю.Г. Воробков Л.Н.** Полевые методы исследования строительных свойств грунтов. – 3-е изд., перераб. и доп. – М.: Стройиздат, 1981. – 215 с.
15. **СНиП 2.02.03-85.** Свайные фундаменты / Минстрой России. – М.: ГУП ЦПП, 1996. – 48 с.
16. **ГОСТ 25260-82.** Породы горные. Метод полевого испытания пенетрационным каротажем. – М.: Изд-во стандартов, 1982.
17. **Кулачкин Б.И.** Совершенствование методов зондирования для оценки свойств грунтов // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 1982. – № 6. – С. 24–25.
18. **ГОСТ 20276-85.** Методы полевого определения характеристик прочности и деформируемости. – М.: Изд-во стандартов, 1985. – 32 с.; с 23.12.99 заменен ГОСТ 20276-90.
19. **ГОСТ 12248-96.** Грунты. Методы лабораторного определения характеристик прочности и деформируемости: Межгосударственный стандарт. – М.: Изд-во стандартов, 1997. – 99 с.
20. **Абелев М.Ю.** Строительство промышленных и гражданских сооружений на слабых водонасыщенных грунтах. – М.: Стройиздат, 1983. – 248 с.
21. **Довнарвич С.В., Польшин Д.Е.** О выборе размера модели фундамента при моделировании осадок песчаного основания // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 1967. – № 4. – С. 27–29.
22. **Мариупольский Л.Г., Хубаев С.-М.К.** Разработка и исследование метода испытаний грунтов статическими нагрузками в скважинах с применением винтовой лопасти-штампа // Тр. НИИОСП. – 1982. – Вып. 78. – С. 24–39.
23. **Мариупольский Л.Г.** Исследования грунтов для проектирования и строительства свайных фундаментов. – М.: Стройиздат, 1989. – 199 с.
24. **Прессиометрический метод исследования свойств грунтов и его теоретическое обоснование** / М.И. Бронштейн, В.В. Лушников, В.В. Михеев, К.В. Руппенейт, В.Б. Швец // Тр. VIII Междун. конгр. по механике грунтов и фундаментостроению. – М.: Стройиздат, 1973. – С. 5–12.

-
25. **Швец В.Б., Лушников В.В., Швец Н.С.** Определение строительных свойств грунтов (справочное пособие). – Киев: Будивельник, 1981. – 104 с.
 26. **Ильичев В.А.** Современное состояние фундаментостроения и перспективы его развития // Ускорение научно-технического прогресса в фундаментостроении. Сб. научн. тр. в 2 т. Т.1. Новейшие методы исследования строительных свойств грунтов, прогрессивные способы возведения фундаментов и устройства оснований / НИИ оснований и подземных сооружений им Н.М. Герсевича / Под общ. ред. В.А. Ильичева. – М.: Стройиздат, 1987. – С. 5–27.
 27. **Полищук А.И., Лобанов А.А.** Оценка загрузки оснований фундаментов реконструируемых зданий с использованием персональных ЭВМ. – Томск: Изд-во Томск. ун-та, 1996. – 136 с.
 28. **Ройтман А.Г.** Предупреждение аварий зданий. – М.: Стройиздат, 1990. – 240 с.
 29. **Ройтман А.Г.** Натурные экспериментальные исследования уплотнения основания под фундаментами эксплуатируемых зданий // Тр. АКХ им. К.Д. Памфилова. – № 74. ОИТМ. – М., 1971. – С. 138–146.
 30. **Коновалов П.А.** Проблемы упрочнения оснований и усиление фундаментов реконструируемых зданий // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 1986. – № 26. – С. 3–5.
 31. **Сорочан Е.А.** Фундаменты промышленных зданий. – М.: Стройиздат, 1986. – 303 с.
 32. **Малышев М.А.** Нормирование показателей прочности лессовых суглинков и супесей // Основания и фундаменты зданий в условиях строительства Томска: Сб. научн. тр. ТИСИ / Под ред. М.А. Малышева. – Томск: Изд-во Томск. ун-та, 1977. – С. 23–30.
 33. **Улицкий В.М.** Геотехническое обоснование реконструкции зданий на слабых грунтах. – С.-Пб.: Изд-во СПбГАСУ, 1995. – 146 с.
 34. **Экспериментальные исследования гибких железобетонных плит на песчаном основании** / Е.А. Палатников, А.А. Тепляков, Д.С. Баранов, С.В. Довнарвич, Д.Е. Польшин, В.Ф. Сидорчук // Исследование и расчет строительных конструкций: Тр. ин-та ГипроНИИави-апром. – Вып. 17. – М., 1978. – С. 7–21.
 35. **Лушников В.В., Богомолов В.А.** Высоконапорная инъекция грунтов как способ создания геотехнических систем в строительстве // Материалы Международного симпозиума "Инженерно-геологические проблемы урбанизированных территорий". В 2-х томах. Том 2. – Екатеринбург: Изд-во «Аквапресс», 2001. – С.732–740.
 36. **Основания, фундаменты и подземные сооружения.** Справочник проектировщика / М.И. Горбунов-Посадов, В.А. Ильичев, В.И. Кру-

- тов и др. / Под общ. ред. Е.А. Сорочана и Ю.Г. Трофименкова. – М.: Стройиздат, 1985. – 480 с.
37. **Полищук А.И.** Систематизация причин усиления фундаментов, упрочнения оснований эксплуатируемых зданий // Геотехнические проблемы строительства, архитектуры и геоэкологии на рубеже 21 века: Тр. 1-го Центрально-Азиатского геотехнического симпозиума (25–28 мая 2000 г.). В двух томах, Т. 2. – Астана: Изд-во Казахской национальной геотехнической ассоциации, 2000. – С. 604–607.
38. **Абелев М.Ю.** Аварии фундаментов сооружений. – М.: МИСИ им В.В. Куйбышева, 1975. – 56 с.
39. **Полищук А.И.** Анализ причин деформаций эксплуатируемых зданий на пылевато-глинистых грунтах // Обследование, ремонт, усиление и возведение зданий и сооружений: Материалы 7-й Международной конференции (11–13 сентября 2001 г.). В двух томах, Т. 2. – Ноттингем, Великобритания, 2001. – С. 115–120. – (на английском языке).
40. **Вронский А.В., Ильиных В.А., Яковлев С.И.** Осадки и крены заглубленного фундамента при многократно повторной нагрузке // Ускорение научно-технического прогресса в фундаментостроении: Сб. науч. тр. в 2-х томах. Т. 2. Методы проектирования эффективных конструкций оснований и фундаментов / НИИ оснований и подземных сооружений им. Н.М. Герсеванова / Под общ. ред. В.А. Ильичева. – М.: Стройиздат, 1987. – С. 98–99.
41. **Королев М.В.** Примеры и причины аварий зданий и сооружений в г. Москве. Методическое пособие. – М.: УНИР МГСУ, Центр экспресс-полиграфии, 1998. – 83 с.
42. **Современные методы обследования зданий** / Н.Г. Смоленская, А.Г. Ройтман, В.Д. Кириллов и др. – 2-е изд., испр. и доп. – М.: Стройиздат, 1979. – 148 с.
43. **Основания и фундаменты: Справочник** / Г.И. Швецов, И.В. Носков, А.Д. Слободян, Г.С. Госькова / Под ред. Г.И. Швецова. – М.: Высш. шк., 1991. – 383 с.
44. **Бойко Б.Д.** Техническая эксплуатация зданий и сооружений: Учебное пособие для вузов. – Л.: Стройиздат, Ленингр. отд-ние, 1980. – 104 с.
45. **Мальганов А.И., Плевков В.С., Полищук А.И.** Восстановление и усиление строительных конструкций аварийных и реконструируемых зданий. – Томск, Изд-во Томск. ун-та, 1992. – 456 с.
46. **Сотников С.Н.** Строительство и реконструкция фундаментов зданий и сооружений на слабых грунтах: Дисс. ... докт. техн. наук. – Л.: 1986. – 440 с.

-
47. **Пособие по проектированию оснований зданий и сооружений** (к СНиП 2.02.01-83) / НИИОСП им. Герсеванова. – М.: Стройиздат, 1986. – 415 с.
 48. **СНиП 2.02.01-83***. Основания зданий и сооружений / Минземстрой России. – М.: ГУП ЦПП, 1998. – 48 с.
 49. **Плевков В.С., Полищук А.И.** Определение размеров внецентренно нагруженных фундаментов различной геометрической формы в плане: Учебное пособие. – Томск: Изд. ТПИ им. С.М. Кирова, 1990. – 168 с.
 50. **Снежко О.В.** Упрощенный способ определения ширины подошвы ленточного фундамента // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 1978. – № 1. – С. 27.
 51. **Веселов В.А.** Проектирование оснований и фундаментов (Основы теории и примеры расчеты): Учеб. пособие для студентов строит. специальностей вузов. – 2-е изд., перераб. и доп. – М.: Стройиздат, 1978. – 215 с.
 52. **Бондарь Л.Я.** Определение размеров подошвы внецентренно нагруженных фундаментов // Строительство и архитектура Узбекистана. – 1975. – № 6. – С. 47–48.
 53. **Цытович Н.А.** Механика грунтов (полный курс): Учебник для студентов строит. вузов. – 4-е изд., перераб. и доп. – М.: Стройиздат, 1963. – 636 с.
 54. **Механика грунтов, основания и фундаменты:** Учеб. пособие для строит. спец. вузов / С.Б. Ухов, В.В. Семенов, В.В. Знаменский и др. / Под ред. С.Б. Ухова. – 2-е изд., перераб. и доп. – М.: Высш. шк., 2002. – 566 с.
 55. **Далматов Б.И.** Механика грунтов, основания и фундаменты (включая специальный курс инженерной геологии). – 2-е изд., перераб. и доп. – Л.: Стройиздат, Ленингр. отд-ние, 1988. – 415 с.
 56. **Зурнаджи В.А., Филатова М.П.** Усиление оснований и фундаментов при ремонте зданий. – М.: Стройиздат, 1970. – 96 с.
 57. **Ефремов М.Г., Коновалов П.А., Ройтман А.Г.** Опыт надстроек жилых зданий в Москве (Обследование и расчеты оснований и фундаментов) // Жилищное хозяйство. – 1970. – С. 12–18.
 58. **Далматов Б.И., Улицкий В.М.** Обследование оснований и фундаментов реконструируемых зданий: Текст лекций. – Л.: ЛИСИ, 1985. – 36 с.
 59. **Улицкий В.М., Богданов Е.Н., Зарубаева Т.Б.** Оценка прочностных и деформационных свойств грунтов в основании реконструируемых объектов // Устройство фундаментов и заглубленных сооружений в

- условиях реконструкции действующих предприятий в стесненных условиях строительства: Мат. семинара. – Л.: ЛДНТП, 1983. – С. 7–11.
60. **Дворкин Ю.И.** О назначении давления на песчаные основания при реконструкции зданий // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 1982. – № 4. – С. 23–24.
 61. **Сорочан Е.А., Дворкин Ю.И.** О назначении давлений на основание при реконструкции сооружений // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 1976. – № 2. – С. 8–9
 62. **Мулюков Э.И.** Статистический анализ причин и вероятностный прогноз отказов оснований и фундаментов // Отказы в геотехнике: Сб. статей – Уфа, 1995. – С. 5–17.
 63. **Малышев М.В.** Прогноз осадок фундаментов неглубокого заложения с использованием обоих критериев предельных состояний // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 1996. – № 1. – С. 2–4.
 64. **Ларионов А.К.** Занимательная инженерная геология. – 3-е изд., перераб. и доп. – М.: Недра, 1974. – 280 с.
 65. **Ройтман А.Г., Смоленская Н.Г.** Ремонт и реконструкция жилых и общественных зданий. – М.: Стройиздат, 1978. – 319 с.
 66. **Исследование деформаций грунтов в основании сооружений** / Б.И. Далматов, С.Н. Сотников, Н.М. Дорошкевич, В.В. Знаменский // Тр. VIII Междунар. конгрессу по механике грунтов и фундаментостроению. – М.: Стройиздат, 1973. – С. 64–72.
 67. **Рязанов Н.С.** Основы расчета оснований фундаментов по предельным деформациям: Учебное пособие. – Томск: Изд-во ТПУ, 1992. – 100 с.
 68. **Мальганов А.И., Плевков В.С., Полищук А.И.** Повышение пространственной жесткости эксплуатируемых зданий при неравномерных деформациях грунтов оснований // Исследования по строительной механике и строительным конструкциям. – Томск: Изд-во Том. ун-та, 1994. – С. 41–54.
 69. **Полищук А.И.** Подход к оценке загрузки оснований фундаментов реконструируемых зданий // Вестник ТГАСУ. – Томск: Изд-во ТГАСУ, 2000. – № 1. – С. 313–326.
 70. **Полищук А.И.** Оценка улучшения свойств грунтов, уплотненных давлением фундаментов реконструируемых зданий // Техника уплотнения грунтов: Материалы 3-й Междунар. конфер. (25–26 сентября, г. Сингапур). – Сингапур, 2000. – С. 305–309. – (на английском языке).

-
71. Изучение подтопления в районе краеведческого музея. Отчет о НИР / Томский региональный научный центр жилищно-коммунальной Академии Российской Федерации. Часть 1 / Ответств. исполн. темы В.А. Коробкин. – Томск, 1994. – 23 с.
 72. Полищук А.И. Опыт строительства малоэтажного кирпичного здания на пучинистых грунтах // Защита инженерных сооружений от морозного пучения. Тез. докл. Междунар. научно-технического семинара (ЗМП-93) / Под ред. Р.М. Каменского и др. – Якутск, Ин-т мерзловедения, 1993. – С. 31.
 73. ГОСТ 25100-95. Грунты. Классификация: Межгосударственный стандарт. – М.: ИПК Изд-во стандартов, 1997. – 32 с.
 74. Провести исследования по определению деформационных и прочностных характеристик золошлаков и разработать рекомендации по методам расчета оснований зданий и сооружений: Отчет о НИР (заключительный) / Томский ИСИ / Рук. А.И. Полищук. – № гос. рег. 01830044608. – Томск, 1984. – 149 с.
 75. Полищук А.И., Школяр С.Е., Луговой С.Г. Исследования напряженно-деформированного состояния золы в основании жестких штампов // ВНИИИС Госстроя СССР. Реф. журн. «Строительство и архитектура». – 1982. – Сер. 10, вып. 7. – 19 с. (№ 3170).
 76. Полищук А.И., Балюра М.В., Луговой С.Г. Полевые экспериментальные исследования распределения напряжений в основании из золы под жестким штампом // II Всесоюзн. конф. "Использование достижений нелинейной механики грунтов в проектировании оснований и фундаментов": Тез. докл. – Йошкар-Ола: Изд. МПИ, 1989. – С. 91–92.
 77. Малышев М.А., Балюра М.В., Школяр С.Е. Использование золы золоотвала Томской ГРЭС-2 в строительстве // Основания и фундаменты зданий в условиях строительства Томска. – Томск: Изд-во Томск. ун-та, 1977. – С. 84–90.
 78. Провести исследования и разработать рекомендации по использованию золы для устройства дорожных насыпей: Отчет о НИР (заключительный) / Томский ИСИ / Рук. А.И. Полищук. – № гос. рег. 01850063890. – Томск, 1987. – 104 с.
 79. Рождественская Л.А., Крепша Н.В. Инженерно-геологические условия территории гидрозолоотвала ГРЭС-2 в г. Томске // Проблемы инженерной геологии Западной Сибири. Сб. статей. – Томск: Изд-во Томск. ун-та, 1984. – С. 62–68.
 80. Лычко Ю.М. Использование промышленных отходов для устройства оснований зданий и сооружений // Обзорная информация. – М.: ВНИИИС, 1982. – Вып. 6, серия 8. – 68 с.

81. **Сергеев А.М.** Использование в строительстве отходов энергетической промышленности. – Киев: Будивельник, 1984. – 120 с.
82. **Балюра М.В., Полищук А.И.** Исследование золошлаковых отходов как оснований зданий и сооружений // Ускорение научно-технического прогресса в фундаментостроении: Т. II. Методы проектирования эффективных конструкций оснований и фундаментов. – М.: Стройиздат, 1987. – С. 94–95.
83. **Методическое пособие по инженерно-геологическому изучению горных пород:** В 2 т. – Т. 2. Лабораторные методы / Под ред. Е.М.-Сергеева. – 2-е изд., перераб. и доп. – М.: Недра, 1984. – 438 с.
84. **Буканец И.З., Шаров В.И., Алешко В.Д.** К вопросу достоверности результатов штамповых испытаний грунтов // Вопросы инженерной геологии, оснований и фундаментов. Тр. НИИЖТа. – Новосибирск, 1969. – Вып. 90. – С. 264–271.
85. **Скачко А.Н.** Исследование некоторых вопросов методики испытаний грунтов штампами // Основания, фундаменты и подземные сооружения: Тр. Второй конф. молодых научн. работников НИИ оснований. – М., 1968. – С. 44–49.
86. **Полищук А.И.** О полевых испытаниях грунтов жесткими штампами // Исследования по строительным конструкциям и строительной механике. – Томск: Изд-во Томск. ун-та, 1983. – С. 146–152.
87. **Сидорчук В.Ф., Полищук А.И., Знаменский А.В.** Конструкция грузозачного устройства для испытания грунтов статическими нагрузками // ЦИНИС Госстроя СССР, НТС, "Строительство и архитектура", раздел Б. – 1978. – Вып. 6. – 8 с. (№ 1165).
88. **Черкасов И.И.** Механические свойства грунтов в дорожном строительстве. – М.: Транспорт, 1976. – 247 с.
89. **Миронов В.А.** Исследование напряженно-деформированного состояния торфяных грунтов: Автореф. дисс. ... канд. техн. наук. – Калинин, 1974. – 18 с.
90. **ГОСТ 12374-77.** Грунты. Метод полевого испытания статическими нагрузками. – М.: Изд-во стандартов, 1980. – 15 с.
91. **Крутов В.И., Рабинович И.Г.** Рекомендации по испытанию просадочных грунтов статическими нагрузками. – М.: Стройиздат, 1974. – 16 с.
92. **Анализ сжимаемости грунтовых оснований по данным лабораторных и полевых испытаний** / М.Н. Окулова, М.В. Балюра, В.Ф. Ширяев, И.С. Пономарева // Основания и фундаменты зданий в условиях строительства Томска. – Томск: Изд-во Томск. ун-та, 1977. – С. 41–47.

-
93. **Малышев М.А., Рождественская Л.А.** Типизация инженерно-геологических условий и фундаментов для гражданского строительства в Томске // Основания и фундаменты в условиях строительства Томска. – Томск: Изд-во Томск. ун-та, 1977. – С. 75–83.
 94. **Абелев М.Ю.** Сопоставление результатов полевых и лабораторных исследований сжимаемости слабых водонасыщенных глин // Основания, фундаменты и механика грунтов: Мат. III Всесоюз. совещ. – Киев: Будивельник, 1971. – С. 70–73.
 95. **ГОСТ 22733-77.** Грунты. Метод лабораторного определения максимальной плотности. – М.: Изд-во стандартов, 1981. – 10 с.; с 01.07.2003 заменен Гост 22733-2002.
 96. **Баранов Д.С.** Тензометрическая месдоза ЦНИИСК с гидравлическим преобразователем, совершенствование ее конструкции и технологии изготовления // Тензометрические приборы для исследования строительных конструкций. – М.: Стройиздат, 1971. – С. 4–20.
 97. **Баранов Д.С.** О погрешностях при измерении давлений в грунтах // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 1962. – № 2. – С. 21–23.
 98. **Баранов Д.С.** Общие метрологические требования к датчикам давлений (месдозам) и методы испытаний // Тензометрические приборы для исследования строительных конструкций. – М.: Стройиздат, 1971. – С. 20–52.
 99. **Хейфиц В.З.** Измерение напряжений в грунтах. – М.: Информэнерго, 1973.
 100. **Результаты метрологических испытаний месдоз в различных средах и материалах / Д.С. Баранов, В.Ф. Сидорчук, В.Е. Карамзин, Р.К. Зиновьев** // Тензометрические приборы для исследования строительных конструкций. – М.: Стройиздат, 1971. – С. 85–113.
 101. **Баранов Д.С., Сидорчук В.С., Знаменский А.В.** Опыт натурного тензометрирования строительных конструкций // Испытательная и измерительная техника для исследований строительных конструкций. Сб. № 58/ ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко – М., 1975. – С. 62–95.
 102. **Абелев М.Ю., Сидорчук В.Ф.** Экспериментальные исследования распределения напряжений и деформаций в основании сооружений на слабых грунтах // Тр. Первой Балтийской конф. по механике грунтов и фундаментостроению. – Гданьск, Польша, 1975. – С. 389–398.
 103. **Аринина Э.В.** Экспериментальные исследования напряженно-деформированного состояния песчаного основания при осесимметричном нагружении: Автореф. дисс. ... канд. техн. наук. – Новочеркасск, 1972. – 23 с.

104. **Довнарoвич С.В., Тепляков А.А.** Напряжения в основании под жестким и гибким фундаментами при первичном и вторичном нагружениях // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 1987. – № 1. – С. 29–31.
105. **Ханкельдиев М.М.** Исследование напряженно-деформированного состояния оснований из влажных лессовых грунтов под жесткими штампами: Автореф. дисс. ... канд. техн. наук. – М., 1981. – 24 с.
106. **Зависимость напряженного состояния от формы фундамента в плане** / С.В. Довнарoвич, Д.Е. Польшин, Д.С. Баранов, В.Ф. Сидорчук // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 1978. – № 5. – С. 32–34.
107. **Ильиных В.А.** Взаимодействие внецентренно загруженных фундаментов с основанием: Автореф. дисс. ... канд. техн. наук. – М., 1982. – 25 с.
108. **Баранов Д.С., Сидорчук В.С.** Влияние неоднородности основания и методики эксперимента на результаты измерения контактных напряжений // Экспериментальные исследования инженерных сооружений (методы, приборы, оборудование). Сб. научн. тр. № 89/ ЦНИИС Минтрансстроя. – М., 1974. – С. 21–26.
109. **Полищук А.И., Знаменский А.В.** Методика и результаты экспериментальных исследований распределения контактных напряжений по подошве жестких штампов на влажных лессовых грунтах // Исследования по строительным конструкциям и фундаментам. – Томск: Изд-во ТГУ, 1979. – С. 201–205.
110. **Егоров К.Е.** Вопросы теории и практики расчета оснований конечной толщины: Доклад, составленный по опубликованным работам на соискание ученой степени доктора технических наук. – М., 1961.
111. **Мурзенко Ю.Н., Ревенко В.В.** Экспериментальные исследования распределения нормальных и касательных напряжений в основании круглого жесткого штампа с помощью тензорных месдоз // Основания и фундаменты: Межвуз. сб. – Новочеркасск, 1976. – С. 3–12.
112. **Абрамов Л.Т., Крыжановский И.М., Петрова А.Г.** Исследование распределения напряжений в грунтах от статической нагрузки // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 1968. – № 6. – С. 1–3.
113. **Лессовые породы как основания зданий и сооружений** / В.П. Афаньев, Я.Д. Гильман, В.И. Коробкин, Ю.В. Дежин, Л.В. Передельский. – М.: Изд. Российского ун-та, 1976.
114. **Болштянский М.П.** Экспериментальные исследования напряжений в неоднородной сыпучей среде // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 1962. – № 6. – С. 11–13.
115. **Ломизе Г.И., Кравцов Г.И.** Опыт натурного исследования напряжен-

- но-деформированного состояния лессового основания в условиях осесимметричной задачи // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 1969. – № 3. – С. 3–6.
116. **Сидорчук В.Ф.** Изучение напряжений и деформационных свойств грунтов в природном массиве // Ускорение научно-технического прогресса в фундаментостроении: Сб. научн. тр. В 2 т. Т. 1. Новейшие методы исследования строительных свойств грунтов, прогрессивные способы возведения фундаментов и устройства оснований / НИИ оснований и подземных сооружений им Н.М. Герсевича / Под общ. ред. В.А. Ильичева. – М.: Стройиздат, 1987. – С. 43–45.
117. **Основания, фундаменты и подземные сооружения.** Московские городские строительные нормы: МГСН 2.07-97/ В.А. Ильичев, П.А. Коновалов, В.П. Петрухин и др. – М., 1998. – 136 с.
118. **Полищук А.И.** Назначение расчетного сопротивления грунта основания при проектировании фундаментов реконструируемых зданий // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 2000. – № 3. – С. 6–10.
119. **Плевков В.С.** Расчет внецентренно нагруженных железобетонных фундаментов. – М., 1989. – 57 с. – Деп. в ВНИИТПИ Госстроя СССР 7.12.89, № 10518.
120. **Плевков В.С., Полищук А.И.** О назначении размеров подошвы внецентренно нагруженных фундаментов // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 1993. – № 5. – С. 10–13.
121. **Плевков В.С., Полищук А.И.** Расчет размеров подошвы железобетонных фундаментов // Научные труды общества железобетонщиков Сибири и Урала. – Новосибирск: ЦНТИ, 1993. – Вып. 1. – С. 77–80.
122. **Полищук А.И.** Обобщение опыта по оценке состояния и усилению фундаментов реконструируемых (деформируемых) зданий // Механика грунтов и фундаментостроение: Тр. Российской конф. В 4 т. Ч. 3 (М-Т) / Под ред. А.Б. Фадеева. – Санкт-Петербург, 13–15 сентября 1995 г. – С. 557–561.
123. **Полищук А.И., Лобанов А.А.** Назначение размеров подошвы фундаментов осесимметричной формы в плане // Вестник ТГАСУ. – 2001. – № 1. – С. 80–92.
124. **Пат. № 2167240 РФ, 7Е 02Д 27/08.** Устройство усиления опорной части фундамента при увеличении моментной нагрузки одного знака / А.И. Полищук, А.А. Лобанов. – Заявлено 30.07.1999. Зарегистрировано 20.05.2001. Бюллетень № 14.
125. **Полищук А.И.** Экспериментальные исследования распределения напряжений в основании моделей фундаментов для условий рекон-

- струкции зданий // Геотехника-99: Материалы Международной научно-практической конференции. – Пенза, 1999. – С. 113–115.
126. **Ржаницын Б.А.** Химическое закрепление грунтов в строительстве. – М.: Стройиздат, 1986. – 264 с.
 127. **Улицкий В.М., Пронев Л.К.** Усиление оснований и фундаментов реконструируемых зданий: Текст лекций для студ. спец. 2903-ПГС. – С.-Пб.: С.-Пб. инж.-строит. ин-т, 1993. – 32 с.
 128. **Швец В.Б., Феклин В.И., Гинзбург Л.К.** Усиление и реконструкция фундаментов. – М.: Стройиздат, 1985. – 204 с.
 129. **Пат. № 1787185 СССР, Е 02 Д 27/48.** Способ усиления стальной части фундамента под колонну / В.С. Плевков, А.И. Полищук, А.И. Мальганов. – Заявлено 26.03.90. Зарегистрировано 7.01.93. Бюллетень № 1.
 130. **Пат. № 2053829 Российской Федерации, Е 02 Д 35/00.** Способ усиления фундамента при увеличении эксплуатационных моментных нагрузок одного знака / В.С. Плевков, А.И. Полищук, А.И. Мальганов. – Заявлено 26.03.90. Оpubл. 27.01.96. Бюл. № 3 (II ч.).
 131. **Болдырев Г.Г.** Устойчивость и деформируемость оснований анкерных фундаментов: Автореферат дисс. ... докт. техн. наук. – М.: МИСИ им. В.В. Куйбышева, 1992. – 34 с.
 132. **Пат. № 2081262 РФ, 6Е 04В 1/62.** Способ создания штукатурной гидроизоляции / А.И. Полищук, С.Ю. Саркисов. – Заявлено 14.02.95. Зарегистрировано 10.06.97. Бюллетень № 16.
 133. **Пат. № 2083773 РФ, 6Е 04В 1/62.** Способ создания гидроизоляционного покрытия на бетонных поверхностях (варианты) / А.И. Полищук, С.Ю. Саркисов, Г.Г. Волокитин. – Заявлено 14.04.95. Зарегистрировано 10.07.97. Бюллетень № 19.
 134. **Пат. № 2019627 Российской Федерации, Е 02 Д 17/04.** Способ крепления стенки выемки / А.И. Полищук, В.С. Плевков, А.И. Мальганов, Г.Г. Волокитин. – Заявлено 04.07.91. Оpubл. 15.09.94. Бюллетень № 17.
 135. **Пат. № 2150550 РФ, Е 02Д 5/46.** Способ изготовления буроинъекционной сваи в сезоннопромерзающем грунте / С.В. Юшубе, А.И. Полищук, В.В. Фурсов. – Заявлено 25.01.99. Зарегистрировано 10.06.00. Бюллетень № 16.
 136. **Бартоломей А.А., Омельчак И.М., Юшков Б.С.** Прогноз осадок свайных фундаментов / Под. ред. А.А. Бартоломея. – М.: Стройиздат, 1994. – 384 с.
 137. **Кутуков В.Н.** Реконструкция зданий: Учебник для строительных вузов. – М.: Высш. шк., 1981. – 263 с.

П 50 **Полищук А.И.** Основы проектирования и устройства фундаментов реконструируемых зданий. – Нортхэмптон: STT; Томск: STT, 2004. – 476 с.

ISBN 0-9702353-6-4 (STT, Нортхэмптон)

ISBN 5-93629-128-6 (STT, Томск)

Работа посвящена решению проблемы проектирования и устройства фундаментов в условиях реконструкции и восстановления зданий. Выявлены закономерности изменения давления фундаментов мелкого заложения на грунты оснований в зависимости от назначения, конструктивной схемы, периода постройки зданий, вида и состояния грунтов несущего слоя. Установлены особенности изменения свойств грунтов, уплотненных давлением длительно эксплуатируемых зданий. Получены закономерности распределения контактных давлений и напряжений в глинистых (лессовых) и техногенных (зольных) грунтах в основании штампов-фундаментов при нагружении, характерном для условий реконструкции и восстановления зданий. Усовершенствован подход к прогнозированию загрузки оснований фундаментов, предложены методы расчета и усиления фундаментов, укрепления оснований реконструируемых и восстанавливаемых зданий.

Для работников проектных и строительных организаций, служб эксплуатации, а также специалистов, занимающихся вопросами реконструкции и восстановления зданий.

УДК 624.151.1

STT Publishing
(Scientific & Technical Translations)

Russian Headquarter:
P.O.Box 1747, Tomsk 634021, RUSSIA
Tel: +7 (3822) 206-857
Fax: +7 (3822) 244-688
e-mail: stt@STTonline.com

USA Representative:
351 Pleasant street #210
Northampton, MA, 01060, USA
Tel/Fax: +1 (208) 975-0920
e-mail: stt@STTonline.com

STT Publishing®
is a registered trademark of S.V. Alexeev.

Copyright © 2003 by A.I. Polischuk
All rights reserved.

**“Basics of Design and Arrangement of
Foundations of Building
under Reconstruction”**

by A.I. Polischuk

ISBN 5-93629-128-6 (STT, Tomsk)
ISBN 0-9702353-6-4 (STT, Northampton)

Designed and published by STT Publishing

Printed in RUSSIA

НАУЧНОЕ ИЗДАНИЕ

Анатолий Иванович Полищук

**ОСНОВЫ ПРОЕКТИРОВАНИЯ И
УСТРОЙСТВА ФУНДАМЕНТОВ
РЕКОНСТРУИРУЕМЫХ ЗДАНИЙ**

Редактор С.В. Алексеев
Художественный редактор Е.В. Хоружая
Корректор А.С. Мокряк
Верстка А.А. Гавриков

Издательство "STT"
(Scientific & Technical Translations)
634021, г. Томск, а/я 1747, тел. (3822) 206857, факс 244688,
e-mail: stt@sttonline.com

Подписано в печать 09.12.03. Формат 84х108¹/₃₂.
Бумага офсетная. Печать офсетная. Усл. п.л. 24,99. Уч.-изд. л. 18,2.
Тираж 2000 экз. Заказ 259.

Отпечатано в ГУП РПО СО РАСХН
630501, Новосибирская обл., пос. Краснообск.

А.И. Полищук

ОСНОВЫ ПРОЕКТИРОВАНИЯ И УСТРОЙСТВА ФУНДАМЕНТОВ РЕКОНСТРУИРУЕМЫХ ЗДАНИЙ





Анатолий Иванович Полищук

Доктор технических наук, профессор, заведующий кафедрой оснований, фундаментов и испытаний сооружений Томского государственного архитектурно-строительного университета (ТГАСУ), директор Института повышения квалификации ТГАСУ, почетный строитель России, почетный работник высшего профессионального образования Российской Федерации, действительный член Международного института инженеров-строителей (Великобритания). Специалист в области фундаментостроения, инженерно-геологических изысканий, обследования и реконструкции зданий, строительства в особых грунтовых условиях. Автор 5 монографий, 14 изобретений и более 150 печатных научных работ.

ISBN 5-93629-128-6



9 785936 129128 9